РЕКОМЕНДАЦИИ

по расчёту плит перекрытий крупнопанельных зданий с учётом пространственной работы

ЦИНИЭП жилища

gost.e-ecolog.ru

Государственный комитет по гражданскому строительству
и архитектуре при Госстрое СССР

Центральный ордена Трудового Красного Знамени
научно-исследовательский и проектный институт типового
и экспериментального проектирования жилища

(ЦНИИЭП жилища)

РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО РАСЧЕТУ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ

Утверждены
председателем Научно-
технического совета,
директором института
Б.Р.Рубаненко
(протокол № 1
от 6.II.83 г.)

Москва
1983

Настоящие Рекомендации содержат методы расчета прочности и деформаций опертых по контуру и по трем сторонам плоских плит перекрытий крупнопанельных жилых и общественных зданий. В основу расчетов положен кинематический способ метода предельного равновесия. При опирании по контуру, а при наличии краевых связей в плоскости плит – и по трем сторонам, расчет производится с использованием деформированной схемы. При расчете по деформациям в зданиях с платформенными стыками учитывается защемление в них междуэтажных перекрытий. Даны рекомендации по рациональному размещению в плитах рабочей арматуры. Приведенная методика иллюстрируется примерами расчета.

Рекомендации подготовлены канд.техн. наук В.С.Зыряновым.

© ЦНИИЭП жилища, 1983.

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Геометрические характеристики

l_1 – короткий пролет для плит, опертых по контуру, и пролет вдоль свободного края для плит, опертых по трем сторонам (см; м);

l_2 – пролет перпендикулярного l_1 направления (см; м);

$\lambda = l_2 / l_1$ – отношение пролетов;

h – толщина плиты (см);

$\gamma = l_1 / h$ – относительная гибкость;

$J_{пр}$ – приведенный момент инерции ($см^4$).

Характеристики армирования

F_{a1} – суммарная площадь арматуры, направленной вдоль пролета l_1 ($см^2$);

F_{a2} – то же, вдоль пролета l_2 ($см^2$);

f_{a1}, f_{a2} – площади арматуры, соответствующие F_{a1} и F_{a2} на 1 м сечения плиты ($см^2$);

$m = f_{a2} / f_{a1}$ – коэффициент ортотропности армирования;

F_{a11} – часть арматуры F_{a1}, пересекающая сечение плиты ЕF ($см^2$);

F_{a12} – то же, пересекающая остальную часть сечения I–I ($см^2$);

f_{a11}, f_{a12} – площади арматуры, соответствующие F_{a1} и F_{a2}, на 1 м сечения плиты ($см^2$);

$\varphi = f_{a11} / f_{a12}$ – коэффициент концентрации арматуры у центра плиты, опертой по контуру, или у свободного края плиты, опертой по трем сторонам;

h_{o1}, h_{o2} – рабочие высоты для арматуры соответственно F_{a1} и F_{a2} (см);

$\mu_{(1)}$ – коэффициент армирования в сечении I–I;

μ – усредненный коэффициент армирования в сечениях АЕ...ДЕ;

Нагрузки, равномерно распределенные по площади (кПа)

q – полная расчетная;

$q^н$ – полная нормативная;

$q^н_{дл}$ – полная длительно действующая нормативная;

$q^н_{с}$ – нормативная от собственного веса;

$q_1^н$ – нормативная от веса перегородок и санитарно-технических кабин, передаваемая до защемления перекрытий стенами;

$q_2^н$ – нормативная от веса перегородок и конструкций пола, передаваемая после защемления перекрытий стенами;

$p^н$ – полная временная;

$p_{дл.}^н$ – длительно действующая временная;

$q_{1}^н, q_{2}^н, q_{3}^н$ – сочетания нагрузок для расчетов по образованию трещин и деформациям.

Действующие усилия

$M_с^н$ – момент от нормативной нагрузки в сечении I–I в центре при опирании по контуру и у свободного края – по трем сторонам;

$M_{оп}^н$ – то же, в опорных сечениях;

α_i – табличные коэффициенты для определения моментов $M_с^н$ и $M_{оп}^н$.

Внутренние усилия

$\overline{\overline{M}}_1$ – предельный момент усилий в арматуре, пересекающей сечение EF, относительно приведенного центра тяжести сжатой зоны деформированной плиты (кНм);

$\overline{\overline{M}}_2$ – то же, обобщенный момент усилий в арматуре, пересекающей сечения AE, BF, CF, DE (кНм);

$\overline{M}_1$ – предельный момент усилий в арматуре, пересекающей сечение I–I, для недеформированной схемы (кНм);

$\overline{M}_2$ – то же, в сечении II–II (кНм);

$K_п^2$ – коэффициент, учитывающий повышение прочности при расчете с учетом пространственной работы;

$K_а$ – коэффициент, учитывающий неполное использование арматуры у края, противоположного свободному, в плитах, опертых по трем сторонам при $\lambda > 0{,}5$, с равномерным армированием;

$K_л$ – коэффициент, учитывающий увеличение изгибающего момента в середине свободного края в плитах, опертых по трем сторонам, при $\lambda < 0{,}5$;

x_i – высоты сжатых зон (см);

y – расстояние от верха недеформированной плиты до центра тяжести сжатой зоны деформированной плиты (см);

z_i – плечи внутренних сил деформированной плиты (см);

$M_т$ – момент трещинообразования (кНм);

Прогибы

f – прогиб от нормативной длительной нагрузки (см);

$f_т$ – прогиб перед образованием трещин (см);

$f_п$ – прогиб в предельном состоянии (см);

$f_{пII}$ – то же, при характеристиках материалов для предельных состояний второй группы (см);

$\frac{1}{\rho_п}$ – кривизна сечения АЕ...ДЕ в предельном состоянии (1/см);

$\frac{1}{\rho_{пII}}$ – то же, для предельных состояний второй группы (1/см);

$K_з$ – коэффициент, учитывающий влияние защемления опорного контура на $f_п$;

$K_с$ – коэффициент, учитывающий отличие величины $f_п$ в центре плит, опертых по контуру, и в середине свободного края плит, опертых по трем сторонам, от величины $f_п$ в точках пересечения линий излома;

β_i – табличные коэффициенты для определения прогиба плит в упругой стадии;

n – отношение модулей упругости арматуры и бетона;

$\xi_т$ – относительная высота сжатой зоны в сечениях АЕ...ДЕ (см);

η – коэффициент, учитывающий возможные отклонения в толщине защитного слоя арматуры;

C – коэффициент, учитывающий влияние длительности нагружения на прогибы.

ВВЕДЕНИЕ

В крупнопанельных зданиях, строящихся в Союзе, большинство перекрытий представляют собой плиты размером на комнату или полкомнаты, опертые по четырем или трем сторонам. Такие плиты в стадии эксплуатации работают в двух направлениях, в соответствии с чем должен производиться их расчет.

Основные предпосылки расчета плит, опертых по контуру, разработаны А.А.Гвоздевым [4, 5] С.М.Крыловым [21, 22] и др. На основании этих работ НИИЖБом составлено руководство [29]. Однако в нем, а также в СНиП II-21-75 [30] не нашли прямого отражения некоторые вопросы расчета и конструирования плит перекрытий крупнопанельных зданий.

В ЦНИИЭП жилища и МНИИТЭП разработан новый метод расчета опертых по контуру и по трем сторонам плит по деформированной схеме [9-16], учитывающий их пространственную работу, с существенной экономией арматуры. Надежность метода подтверждена экспериментальными исследованиями МНИИТЭПа [11,16], анализом ряда отечественных [32] и зарубежных исследований.

На основании результатов исследований, проведенных на первом этапе (до 1977 г.), МНИИТЭПом были изданы рекомендации [26]. За прошедший с тех пор период метод расчета был значительно усовершенствован [10-13], дополнен новыми разделами и анализом экспериментальных исследований. С учетом этого и составлены настоящие Рекомендации. Основными их особенностями по сравнению с существующими нормативными документами являются:

- расчет прочности и деформаций плит, опертых по контуру, а при наличии связей и по трем сторонам, производится по деформированной схеме;
- даны рекомендации по учету контурных связей в плоскости плит;
- при наличии нескольких разнотипных нагрузок дана методика их приведения к эквивалентной равномерно распределенной или гидростатической нагрузке;
- дана методика расчета преднапряженных плит, опертых как по контуру, так и по трем сторонам, в т.ч. с напрягаемой арматурой одного направления;

– расчет прогибов плит, опертых по контуру и по трем сторонам, производится по единой унифицированной методике; во всех случаях при достаточном защемлении плит в платформенных стыках производится его учет;

– даны рекомендации по рациональному размещению арматуры и его учету при расчете прочности и деформаций.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящие Рекомендации составлены в развитие "Руководства" [29] и СНиП II-21-75 [30], которые в дальнейшем именуются сокращенно СНиП. Во избежание повторений в ряде случаев общеизвестные формулы СНиП в тексте Рекомендаций не приводятся, а даются в примерах расчета.

1.2. Рекомендации распространяются на проектирование железобетонных перекрытий сборных крупнопанельных жилых и общественных зданий из бетона проектной марки 150 и выше.

1.3. При расчете по предельным состояниям первой группы (на прочность) моменты защемления в платформенных стыках не учитываются.

1.4. При расчете по предельным состояниям второй группы (трещиностойкость, раскрытие трещин, прогибы) защемление в платформенных стыках учитывается для всех междуэтажных перекрытий при применении раствора швов проектной марки 100 и выше.

1.5. Получаемые из расчета значения несущей способности и моментов трещинообразования делятся, а прогибов и раскрытия трещин – умножаются на коэффициент надежности по назначению γ_n, регламентированный [25] (для жилых зданий $\gamma_n = 0{,}95$).

2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ

Подбор арматуры свободно опертых плит

2.1. Свободно опертыми считаются плиты, у которых имеющиеся в их плоскости по контуру связи относительно слабые и их работой можно пренебречь (в запас прочности). К таким связям можно отнести, в частности, анкерные стержни, соединяющие соседние плиты в обычных (несейсмических) условиях, силы трения на опорах, вызываемые нагрузкой только на рассматриваемое перекрытие, например, в верхнем этаже. Опорные моменты, возникающие от защемления в платформенных стыках, при расчете прочности не учитываются. Свободное опирание по статической схеме эквивалентно опиранию на подвижные шарниры. Углы плит считаются за-

крепленными от подъема, что обеспечивается в реальных зданиях для всех этажей.

2.2. В плитах, свободно опертых по контуру (рис.1) с отношением пролетов $\lambda = l_2 / l_1 \leq 3$, при равномерно распределенной нагрузке необходимая площадь арматуры определяется по формулам:

$$F_{a1} = \frac{(3\lambda - 1) \cdot \lambda \, q l_1^3 \cdot K_n \cdot \gamma_n}{23(\lambda + m) \cdot R_{a1} \cdot h_{o1}} ; \qquad (2.1)$$

$$F_{a2} = \frac{(3\lambda - 1) \cdot m \, q l_1^3 \cdot K_n \gamma_n}{23(\lambda + m) \cdot R_{a_2} \cdot h_{o_2}} , \qquad (2.2)$$

где F_{a1} и F_{a2} – суммарные площади арматуры соответственно короткого и длинного направлений, пересекающей сечения I–I и II–II (см.рис.1);

$\lambda = l_2 / l_1$; l_1 и l_2 – соответственно короткий и длинный расчетные пролеты;

q – полная расчетная нагрузка на единицу площади плиты;

R_{a1} и R_{a2} – расчетные сопротивления арматуры соответственно F_{a1} и F_{a2};

h_{o1} и h_{o2} – рабочие высоты арматуры F_{a1} и F_{a2};

m – коэффициент ортотропности армирования, равный отношению погонных упругих моментов, определяемому по графику на рис.2;

K_n – коэффициент, учитывающий влияние пространственной работы и концентрацию арматуры в центре плит, определяемый по графикам на рис.3;

γ_n – коэффициент надежности по назначению (см.п.1.5).

2.3. В плитах, свободно опертых по трем сторонам (рис.4), при равномерно распределенной нагрузке необходимая площадь арматуры определяется по формулам:

при $\lambda \geq 0{,}5$

$$F_{a1} = \frac{(6\lambda - 1) \cdot \lambda \cdot q l_1^3 \cdot K_a \gamma_n}{23 (2\lambda + m) R_{a_1} h_{o_1}} ; \qquad (2.3)$$

$$F_{a2} = \frac{(6\lambda - 1) \cdot m q l_1^3 \cdot K_a \gamma_n}{23 (2\lambda + m) \cdot R_{a_2} h_{o_2}} ; \qquad (2.4)$$

при $\lambda < 0{,}5$

$$F_{a1} = \frac{2(3 - 2\lambda) \lambda^3 \cdot q l_1^3 \, K_\lambda \gamma_n}{23(\lambda + m) \cdot R_{a_1} h_{o_1}} ; \qquad (2.5)$$

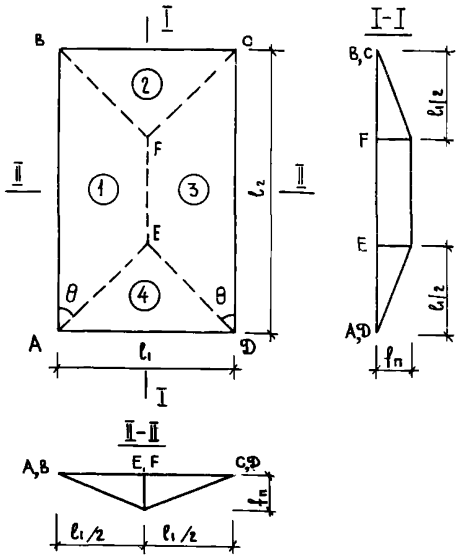


Рис.1. Схема излома прямоугольной плиты, свободно опертой по контуру:

– – – – – линии излома ($\theta \approx 45^{\circ}$); 1–4 – диски;

f_n – прогиб точек E и F в предельном состоянии

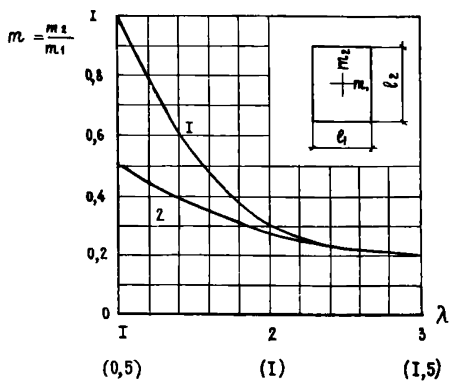


Рис.2. Зависимость m от λ для плит, свободно опертых по контуру – 1 и по трем сторонам – 2:

m_1 и m_2 – максимальные погонные моменты в упругих плитах; цифры в скобках – для плит, опертых по трем сторонам: при $\lambda < (0,5)$ $m \approx 0,5$; $\lambda > (1,5)$ $m \approx 0,2$; при наличии различных классов сталей найденный по графикам коэффициент m умножается на отношение $\frac{R_{a1}}{R_{a2}}$

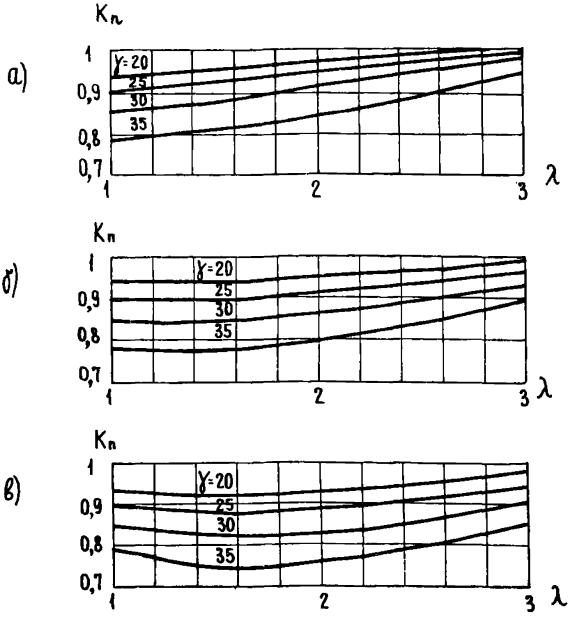


Рис.3. Зависимость коэффициента $K_п$ от λ и γ для плит, свободно опертых по контуру:

а - при равномерном армировании; б, в - с концентрацией арматуры F_{a1} у центра (по рис. 14,а) с коэффициентом φ =2(б) и 3(в),

$$\varphi = f_{ан} / f_{а12}; \quad \gamma = l_1 / h; \quad \lambda = l_2 / l_1$$

$$F_{a2} = \frac{2(3-2\lambda)\lambda^2 m q l_1^3 \cdot K_a \gamma_п}{23(\lambda + m) R_{a2} \cdot h_{о2}}, \qquad (2.6)$$

где F_{a1} и F_{a2} - суммарные площади арматуры, направленной соответственно параллельно и перпендикулярно к свободному краю;

$\lambda = l_2/l_1$; l_1 и l_2 - расчетные пролеты соответственно параллельно и перпендикулярно к свободному краю;

K_a - коэффициент, учитывающий неполное использование арматуры у края АД, противоположного свободному; при равномерном армировании он равен:

$$K_a = \begin{cases} 1+0{,}4\ (\lambda - 1); & \text{при } 1 < \lambda \leqslant 1{,}5; \\ 1 & \text{при } \lambda \leqslant 1; \end{cases} \qquad (2.7)$$

при $\lambda > 1{,}5$ подбор арматуры производится как для балочных плит по формулам "Руководства" [27], с учетом рекомендаций по армированию (п.5.3); при неравномерном армировании –по рис.5, а при всех λ принимается $K_a = 1$;

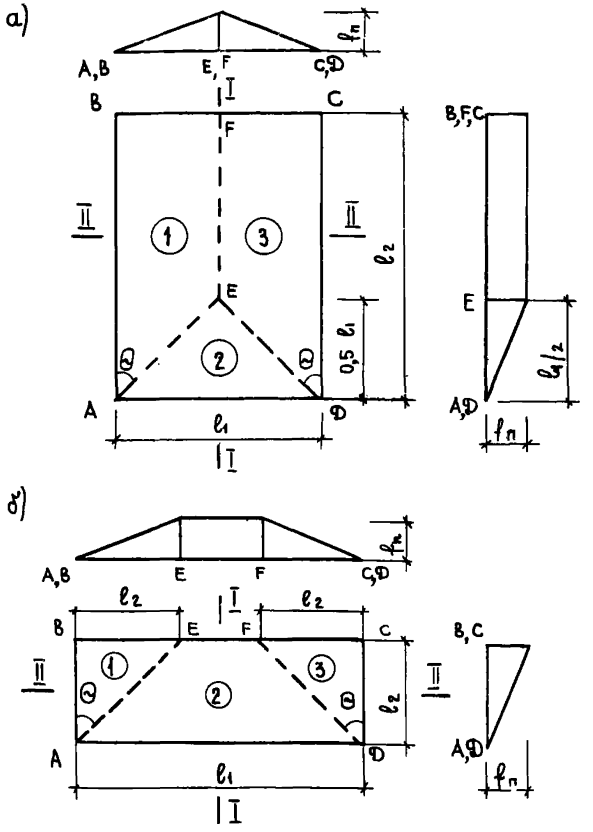


Рис.4. Схемы излома плит, опертых по трем сторонам:
а – при $\lambda \geqslant 0{,}5$; б – при $\lambda < 0{,}5$; – – – – – – линии излома ($\theta \approx 45^\circ$); 1–3 – диски; f_n – прогибы точек E и F в предельном состоянии; BC – свободный край

$K_л$ – коэффициент, учитывающий увеличение изгибающего момента в середине пролета ℓ_1 по сравнению с точками E и F, определяемый по формуле

$$K_л = \frac{1}{4\lambda(1-\lambda)} \quad . \tag{2.8}$$

Остальные обозначения те же, что в формуле (2.1). Коэффициент $K_п$ в формулах (2.3)–(2.6) принят равным 1.

2.4. В плитах, указанных в п.2.3, имеющих дополнительно нагрузку $\bar{q}$, распределенную вдоль свободного края, площадь арматуры определяется также по формулам (2.3)–(2.8), в которых величины λ и m находятся при замене пролета ℓ_2 эквивалентной величиной

$$\ell_{2э} = \ell_2 + \frac{\bar{q}}{q} \quad . \tag{2.9}$$

При этом следует соблюдать условие $\ell_{2э} \leq 1{,}2\,\ell_2$ и принципы конструирования п.5.3. В случае, если $\ell_{2э} > 1{,}2\ell_2$, расчет необходимо производить, исходя из общего уравнения кинематического способа метода предельного равновесия [21, 29].

Проверка прочности свободно опертых плит

2.5. Прочность свободно опертых по контуру прямоугольных плит с отношением пролетов $\lambda \leq 3$ при равномерно распределенной нагрузке q считается обеспеченной, если выполняется условие

$$q \leq \frac{24\,(\bar{\bar{M}}_1 + \bar{\bar{M}}_2)}{\ell_1^2\,(3\ell_2 - \ell_1)} = q_{нес}, \tag{2.10}$$

где $\bar{\bar{M}}_1$ – предельный момент усилий в арматуре, пересекающей сечение EF (см.рис.1), относительно приведенного центра тяжести сжатой зоны, определенного с учетом увеличения плеч сил за счет прогиба плиты;

$\bar{\bar{M}}_2$ – предельный обобщенный момент усилий в арматуре, пересекающей сечения AE, BF, CF и ДЕ.

Правую часть (2.10) следует делить на коэффициент надежности по назначению $\gamma_п$ (см.п. 1.5).

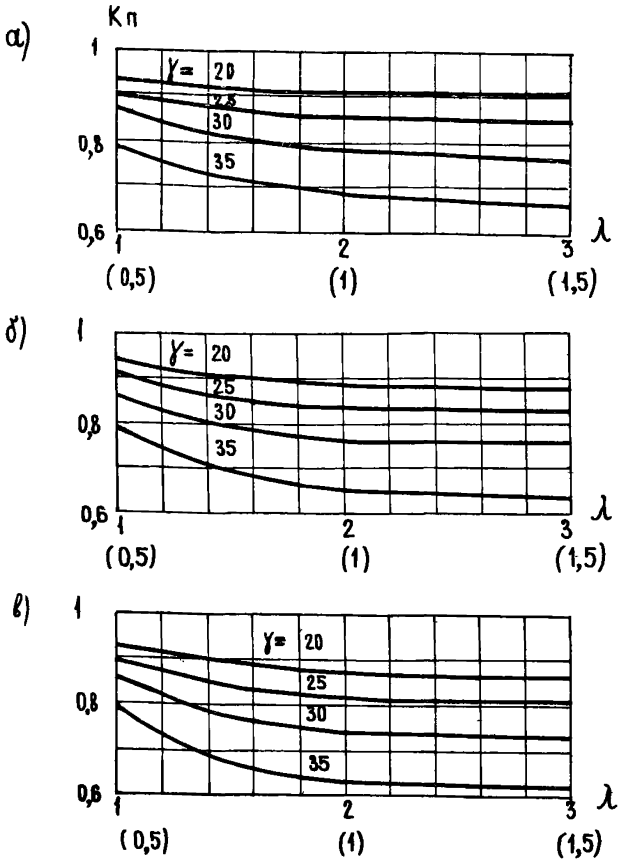


Рис.5. Зависимость коэффициента $K_п$ от λ и γ для шарнирно опертых по контуру и по трем сторонам плит при прочности связей $n_c \geqslant 1$

Обозначения по рис.3; цифры в скобках – для плит, опертых по трем сторонам

Моменты $\overline{\overline{M}}_1$ и $\overline{\overline{M}}_2$ находятся по формулам:

$$\overline{\overline{M}}_1 = R_{a11} F_{a11} \cdot z_1 ; \qquad (2.11)$$

$$\overline{\overline{M}}_2 = R_{a12} \cdot F_{a12} \cdot z_{12} + R_{a2} F_{a2} \cdot z_2, \qquad (2.12)$$

где R_{a11}, F_{a11} – расчетные сопротивления и площади сечения арматуры направления l_1 на участке ΔF;

R_{a12}, F_{a12} – то же, на остальной части сечения I–I; при этом $F_{a11} + F_{a12} = F_{a1}$;

R_{a2}, F_{a2} – то же, в сечении II–II;

z_i – плечи внутренних сил, определяемые по формулам:

$$z_1 = h_{01} + f_п - \eta, \qquad (2.13)$$

$$z_{12} = h_{01} + 0{,}5 f_п - \eta, \qquad (2.14)$$

$$z_2 = h_{02} + 0{,}5 f_п - \eta, \qquad (2.15)$$

где $f_п$ – прогиб в предельном состоянии;

η – расстояние от верха недеформированной плиты до центра тяжести сжатой зоны деформированной плиты;

h_{01} и h_{02} – то же, что в п.2.2.

При равномерном армировании в обоих направлениях в формулы (2.11), (2.12) вместо $R_{a11} \cdot F_{a11}$ и $R_{a12} \cdot F_{a12}$ подставляются соответственно величины

$$R_{a11} F_{a11} = R_{a1} F_{a1} (1 - 1/\lambda); \quad R_{a12} F_{a12} = R_{a1} F_{a}/\lambda . \qquad (2.16)$$

Прогиб $f_п$ в предельном состоянии, входящий в выражения (2.13)–(2.15), определяется по формуле

$$f_п = S \cdot \frac{1}{\rho_п} \cdot l_1^2, \qquad (2.17)$$

где

$$\frac{1}{\rho_п} = \frac{2R_{a1}}{h_{01} E_{a1}} \left(1 + \frac{1{,}1 \mu n}{\xi_т}\right); \qquad (2.18)$$

$S = \begin{cases} 0{,}141 & \text{– при арматуре } F_{a1} \text{ классов А–I, А–II, А–III и любой арматуре } F_{a2}; \\ 0{,}1 & \text{– при арматуре } F_{a1} \text{ классов В–I, Вр–I.} \end{cases}$

В формуле (2.18): $n = E_{a1}/E_б$;

$$\mu = \frac{1}{200}\left(\frac{f_{a12}}{h_{o1}} + \frac{f_{a2}}{h_{o2}}\right); \qquad (2.19)$$

$$\xi_т = 0{,}1 + 0{,}5\,\mu\,\frac{R_{a1}}{R_{пр}}; \qquad (2.20)$$

f_{a12} – площадь арматуры на 1 пог.м сечения I–I, за исключением части EF;

f_{a2} – то же, для сечения II–II.

Полученная по формуле (2.17) величина $f_п$ не должна превышать предельных значений $f_п$, ограничиваемых условием

$$\left[\frac{f_п}{l_1}\right] \leq K\frac{l_1}{h},$$

где $K = \begin{cases} 0{,}001 & \text{– при } S = 0{,}141; \\ 0{,}0006 & \text{– при } S = 0{,}1. \end{cases}$

Величины η_i в выражениях (2.13) – (2.15) определяются по формулам:

при $\lambda \leq 1{,}5$

$$\eta = \frac{1}{3}\left(\frac{f_п}{2{,}5-\lambda} + \breve{x}\right), \qquad (2.21)$$

где $\breve{x} = (2{,}5-\lambda)\,A;$ (2.22)

при $\lambda > 1{,}5$

$$\eta = \frac{5{,}24\,(2f_п + \breve{x}_1)\breve{x}_1 + (f_п + \breve{x}_1 + \breve{x}_2)\breve{x}_2}{3\,(3{,}83\,\breve{x}_1 + \breve{x}_2)}, \qquad (2.23)$$

где $\breve{x}_1 = (\lambda - 1{,}5)\,A/B;$ $\breve{x}_2 = 3A/B.$ (2.24)

В формулах (2.22), (2.24):

$$A = \Sigma N_{ai} / R_{пр}\, l_1; \qquad (2.25)$$

$$B = \lambda^2 - 1{,}5\lambda + 3; \qquad (2.26)$$

$$\Sigma N_{ai} = R_{a1}F_{a1} + R_{a2}F_{a2}. \qquad (2.27)$$

2.6. Прочность плит, свободно опертых по трем сторонам с отношением сторон $\lambda \geq 0{,}5$ (см.рис. 4,а) (при $0{,}5 < \lambda < 1$ необходимо хотя бы шарнирное прижатие края АД или краев АВ и СД весом конструкций не менее одного этажа, приравниваемое к закреплению от поднятия углов А и Д), при равномерно распределенной нагрузке q считается обеспеченной, если выполняется условие

$$q \leq \frac{24(2\bar{M}_1 + \bar{M}_2)}{Ka\, l_1^2\,(6\, l_2 - l_1)} = q_{\text{нес.}}, \qquad (2.28)$$

где l_1 – расчетный пролет вдоль свободного края;

l_2 – то же, в направлении краев АВ и СД;

$\bar{M}_1$ и $\bar{M}_2$ – предельные моменты усилий в арматуре, пересекающей соответственно сечения I–I и II–II.

Ka – то же, что в формулах (2.3), (2.4).

Моменты $\bar{M}_1$ и $\bar{M}_2$ находятся по формулам:

$$\bar{M}_1 = R_{a1} F_{a1} (h_{o1} - 0{,}5\, X_1); \qquad (2.29)$$

$$\bar{M}_2 = R_{a1} F_{a1} (h_{o2} - 0{,}5\, X_2), \qquad (2.30)$$

где R_{ai}, F_{ai} – то же, что в п.2.3;

X_1 и X_2 – высоты сжатых зон в сечениях соответственно I–I и II–II, определяемые по формулам:

$$X_1 = \frac{R_{a1} F_{a1}}{R_{пр}\, l_2}; \qquad (2.31)$$

$$X_2 = \frac{R_{a2} F_{a2}}{R_{пр}\, l_1}. \qquad (2.32)$$

Правую часть (2.28) следует делить на коэффициент надежности по назначению γ_n (см.п.1.5).

2.7. Прочность плит, свободно опертых по трем сторонам, с отношением $\lambda \leq 0{,}5$ (см.рис. 4,б) с защемленным в платформенном стыке или шарнирно прижатым краем АД (или краями АВ и СД) проверяется по формулам: при концентрации арматуры направления l_2 у краев по рис.15,в по формуле

$$q \leq \frac{12\,(\bar{M}_1 + \bar{M}_{2к})}{K_л \ell_2^2\,(3\ell_1 - 2\ell_2)} = q_{нес.}\ ; \qquad (2.33)$$

при равномерном армировании

$$q \leq \frac{12\,(\bar{M}_1 + \lambda\,\bar{M}_2)}{K_л \ell_2^2\,(3\ell_1 - 2\ell_2)} = q_{нес.}, \qquad (2.34)$$

где $\bar{M}_1$ определяется по формуле (2.29);

$\bar{M}_{2к}$ – по формуле

$$\bar{M}_{2к} = 2R_{a2}\,f_{a2к}\,\ell_2\,(h_{o2} - 0{,}5\,X_{2к}); \qquad (2.35)$$

$\bar{M}_2$ – по формуле (2.30).

В формуле (2.35) величина $X_{2к}$ равна

$$X_{2к} = \frac{R_{a2}\,f_{a2к}}{100\,R_{пр}}\ ; \qquad (2.36)$$

$f_{a2к}$ – по рис.15,в;

$K_л$ – по формуле (2.8).

Правые части (2.33), (2.34) следует делить на коэффициент надежности по назначению γ_n (см.п.1.5).

Подбор арматуры шарнирно-опертых плит

2.8. Шарнирно-опертыми считаются плиты, имеющие усиленные анкерные связи, например, применительно к сейсмическим условиям, а также в зданиях с платформенными стыками. Шарнирное опирание рассматриваемого типа по статической схеме эквивалентно опиранию на неподвижные шарниры (когда относительная прочность связей $n_c \geq 1$), или упругоподвижные шарниры ($0 < n_c < 1$), где $n_{ci} = \frac{N_{ci}}{N_{ai}}$; N_{ci} и N_{ai} – прочность соответственно связей и арматуры i-го направления ($i = 1,2$), см.п.2.10. При учете шарнирного опирания плит должна учитываться реальная жесткость окружающих конструкций (прилож. 1).

2.9. В плитах, шарнирно-опертых по контуру, в которых учи-

тывается работа связей, расположенных по контуру или по длинным краям в плоскости плиты, необходимые площади арматуры определяются по формулам (2.1), (2.2); при этом коэффициент $K_п$ при относительной прочности связей по длинным краям $n_{c1} \geq 1$ находится по графикам на рис.5; при $n_{c1} < 1$ величина коэффициента $K_п$ находится интерполяцией между его значениями по рис.5 с $n_c = 1$ и по рис.3 с $n_{c1} = 0$.

$$K_п = K_{по} - n_{c1} (K_{по} - K_{п1}), \qquad (2.37)$$

где $K_{по}$ и $K_{п1}$ – коэффициенты $K_{пi}$, найденные соответственно по рис.3 и 5.

В плитах, шарнирно-опертых по трем сторонам, учитывается работа связей по краям, нормальным к пролету l_1, и площади арматуры определяются по формулам (2.3)-(2.6), правые части которых умножаются на коэффициент $K_п$, который при $n_{c1} \geq 1$ находится по рис.5, а при $n_{c1} < 1$ по формуле

$$K_п = 1 - n_{c1} (1 - K_п). \qquad (2.38)$$

Проверка прочности шарнирно-опертых плит

2.10. Прочность шарнирно-опертых по контуру прямоугольных плит с отношением пролетов $\lambda \leq 3$ при равномерно распределенной нагрузке q считается обеспеченной при выполнении, как и у свободно опертых плит, условия (2.10) с учетом формул (2.11) – (2.27); отличием является определение величин X_i, h и $f_п$.

Высота сжатой зоны X_i определяется по формулам (2.22)-(2.24), в которых параметр А заменяется на

$$\bar{A} = \frac{\Sigma N_{ai} - 0{,}5 \Sigma N_{ci}}{R_{пр} l_1}, \qquad (2.39)$$

где ΣN_{ci} – сумма равнодействующих внутренних усилий в связях по всем четырем краям плиты,

$$\Sigma N_{ci} = N_{1л} + N_{1п} + N_{2л} + N_{2п}; \qquad (2.40)$$

ΣN_{ai} – то же, что в формулах (2.25), (2.27).

Координата h заменяется на h_c и определяется из выражения

$$h_c = (1 - n_c) h + n_c \bar{h}, \qquad (2.41)$$

где $n_c = \frac{N_{c1}}{N_{a1}}$ – относительная величина прочности связей по краям АВ и СД;

ν – по формулам (2.21), (2.23);

$\tilde{\nu}$ – по формуле

$$\tilde{\nu} = \frac{2}{3}\sqrt{A \cdot f_п}\,, \qquad (2.42)$$

где A – по формуле (2.25).

Прочность связей N_{c1} определяется по формулам:

при гибких стальных связях

$$N_{c1}^{г} = R_{c1} F_{c1}\,, \qquad (2.43)$$

где R_{c1} и F_{c1} – расчетное сопротивление и площадь сечения связей на длине l_2;

при защемлении в платформенном стыке

$$N_{c1}^{п} = \sigma_o b C_o f_{тр}\,, \qquad (2.44)$$

где σ_o – напряжение в горизонтальном шве платформенного стыка;

$b = l_2$;

C_o – глубина площадки опирания перекрытия на стену в платформенном стыке;

$f_{тр}$ – коэффициент трения бетона по раствору, принимаемый по СНиП II-22-75 равным 0,6.

Прочность арматуры $N_{a1} = R_{a1} F_{a1}$.

При наличии связей обоих типов их суммарная относительная прочность определяется по формуле

$$n_{c1} = \frac{N_{c1}^{г} + N_{c1}^{п}}{N_{a1}}\,. \qquad (2.45)$$

Предельный прогиб $f_п$ определяется по формуле (2.17), при этом кривизна находится по формуле

$$\frac{1}{\rho_п} = \frac{2R_{a1}}{h_{o1} E_{a1}} \left(1 + \frac{0{,}9\,n}{\tilde{\nu}}\right), \qquad (2.46)$$

где $\overline{n} = R_{a1} / R_{пр}$; (2.47)

$n = E_a / E_б$.

2.11. Прочность шарнирно-опертых по трем сторонам прямоугольных плит с отношением пролетов $\lambda \geq 0{,}5$ при равномерно распределенной нагрузке q считается обеспеченной при выполнении, как и у свободно опертых плит, условия (2.28), в котором величины $\overline{M}_1$ и $\overline{M}_2$ заменяются на $\overline{\overline{M}}_1$ и $\overline{\overline{M}}_2$, имеющие тот же смысл, что в формуле (2.10). При этом момент $\overline{\overline{M}}_1$ определяется по формуле (2.11), а $\overline{\overline{M}}_2$ – по формуле

$$\overline{\overline{M}}_2 = 2R_{a12}F_{a12}\,\overline{z}_{12} + R_{a2}F_{a2}\,\overline{z}_2\,, \qquad (2.48)$$

где обозначения те же, что и в формуле (2.12).

Входящие в (2.11) и (2.48) величины $\overline{z}_i$ находятся, как и при опирании по контуру, по формулам (2.13)–(2.15) с заменой η на η_c, а $\xi_п$ – по (2.17) с учетом (2.46). При этом величина η_c определяется следующим образом: при относительной прочности связей $n_{c1} \geq 1$ – по формуле

$$\eta_c = \overline{\eta} = \frac{2}{3}\,\overline{X}, \qquad (2.49)$$

где

$$\overline{X} = \sqrt{\frac{2(R_{a1}F_{a1} + 0{,}5R_{a2}F_{a2} - \Sigma N_{ci})}{R_{пр}\,l_1}}\,\xi_п\,; \qquad (2.50)$$

при $n_c = 0$, т.е. при свободном опирании

$$\breve{\eta} = \left(1 - \frac{l_i}{4l_2}\right)\xi_п + \frac{\breve{X}}{2}\,, \qquad (2.51)$$

где

$$\breve{X} = \frac{R_{a1}F_{a1} + 0{,}5\,R_{a2}F_{a2}}{R_{пр}\,(0{,}5l_1 + l_2)}\,. \qquad (2.52)$$

При промежуточных значениях $0 < n_c < 1$ величина η_c определяется по интерполяции по формуле (2.41).

Расчет прочности плит с несколькими нагрузками

2.12. При наличии нескольких равномерных нагрузок различной интенсивности q_1, q_2, ... q_j, занимающих площади F_1, F_2, F_j, и сосредоточенных нагрузок P_1, P_2, ... P_j (рис.6) от сантехоборудования, навесных стен, массивных перегородок и др. в случаях, когда можно пренебречь асимметрией линий излома, т. е. для большинства перекрытий жилых и общественных зданий, нагрузки приводятся к эквивалентной равномерно распределенной по формуле

$$q_э = \frac{\Sigma q_j V_j + \Sigma P_j \omega_j}{V}, \qquad (2.53)$$

где V_j – объемы тел, образующихся под соответствующими нагрузками при вертикальном перемещении на единицу точек E и F (рис.6,а, прилож. 2);

ω_j – ординаты точек под грузами P при том же перемещении точек E и F (рис.6,б);

V – объем тела, образующегося под всей плитой при том же перемещении точек E и F, равный:

для плит, опертых по контуру,

$$V = \frac{\ell_1 (3\ell_2 - \ell_1)}{6}; \qquad (2.54)$$

для плит, опертых по трем сторонам:

при $\lambda \geqslant 0{,}5$

$$V = \frac{\ell_1 (6\ell_2 - \ell_1)}{12}; \qquad (2.55)$$

при $\lambda < 0{,}5$

$$V = \frac{\ell_2 (3\ell_1 - 2\ell_2)}{6}. \qquad (2.56)$$

После определения $q_э$ подбор арматуры и проверка прочности производятся по формулам пп. 2.2–2.11 с заменой q на $q_э$. При этом армирование плит следует выполнять в соответствии с требованиями п. 5.4.

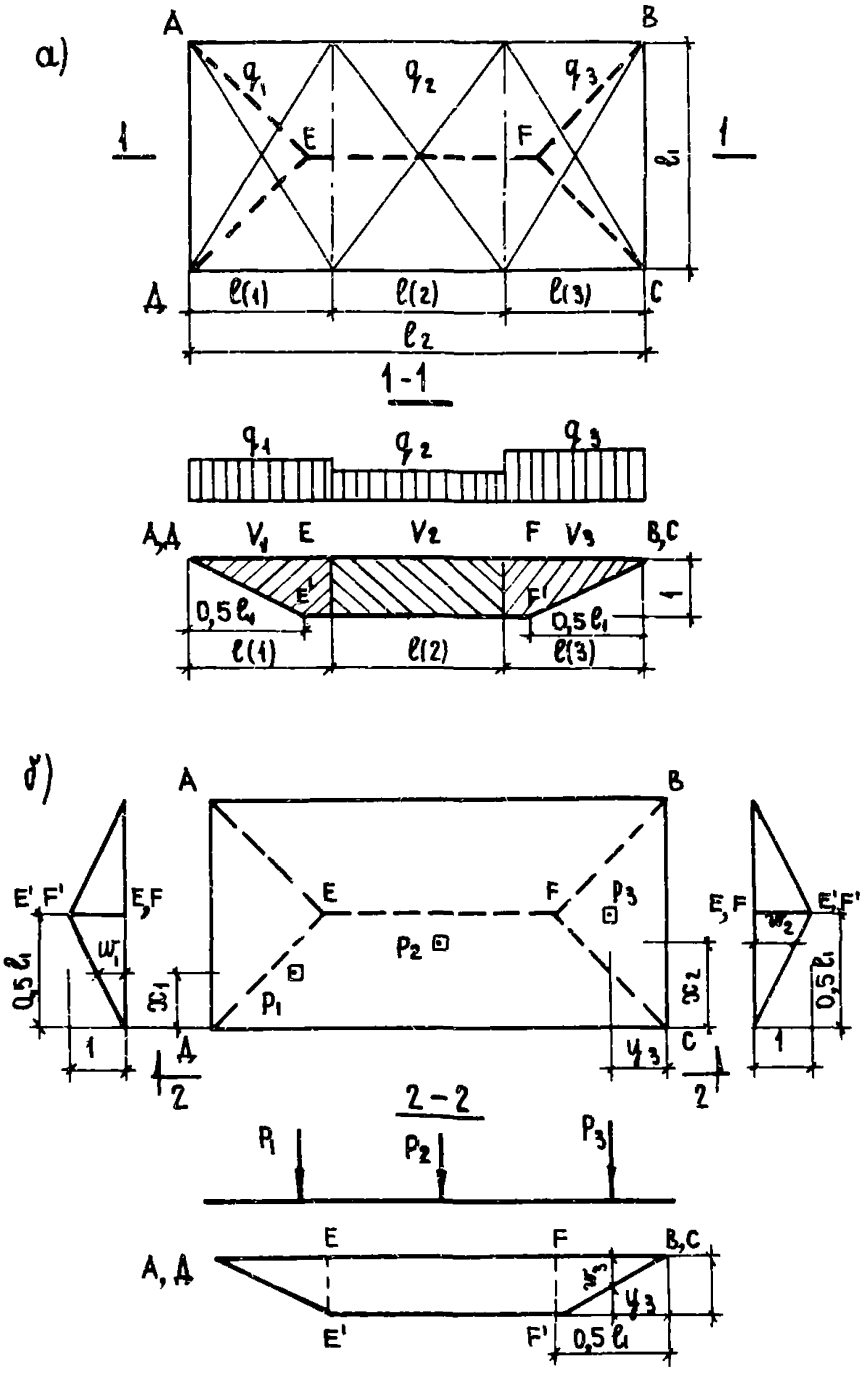


Рис.6. Схема для определения объемов V_j (а) и перемещений w_j (б) при вычислении работы внешних сил от нескольких типов равномерных q_j и сосредоточенных P_j нагрузок

3. РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Сочетания нагрузок

3.1. Расчеты по предельным состояниям второй группы (прогибы и раскрытие трещин) выполняются с учетом только длительно действующих нагрузок; при этом наличие или отсутствие трещин устанавливается с учетом всей нормативной нагрузки.

В зданиях с платформенными стыками перекрытий со стенами междуэтажные перекрытия рассчитываются с учетом защемления их опорных концов, для чего принимаются следующие сочетания нормативных нагрузок:

для оценки трещинообразования:

$$q_1^н = g_c^н \qquad (3.1)$$

или

$$q_1^н = g_c^н + g_1^н \,, \qquad (3.1,а)$$

$$q_2^н = g_2^н + p^н \qquad (3.2)$$

или

$$q_2^н = g_1^н + g_2^н + p^н \,; \qquad (3.2,а)$$

для расчета прогибов и раскрытия трещин:

$q_1^н$ – по формулам (3.1), (3.1,а),

$$q_3^н = g_2^н + p_{дл.}^н \qquad (3.3)$$

или

$$q_3^н = g_1^н + g_2^н + p_{дл.}^н \,, \qquad (3.3,а)$$

где $g_c^н$, $g_1^н$, $g_2^н$ – нагрузки соответственно от: собственного веса; сборных перегородок и конструкций раздельного пола; покрытия пола, засыпок под полы и утеплителя чердачных перекрытий;

$p^н$ – полная временная нагрузка;

$p_{дл.}^н$ – длительно действующая временная нагрузка, равная для жилых помещений 0,3 кПа; для других – по СНиП II-6-74.

Формулы с индексом "а" применяются в тех случаях, когда нагрузки от перегородок и конструкций пола передаются до защемления перекрытий в платформенных стыках.

При расчете чердачных перекрытий, а также свободно опертых междуэтажных перекрытий (без платформенных стыков) оценка трещинообразования производится по полной нормативной нагрузке $q^н = q_1^н + q_2^н$, а проверка прогибов и раскрытия трещин – от нагрузки $q_{дл.}^н = q_1^н + q_3^н$.

Проверка по образованию трещин

3.2. Перед расчетом прогибов необходимо произвести проверку перекрытия на образование трещин, по результатам которой принимаются те или иные расчетные формулы для проверки прогибов: при отсутствии трещин прогибы рассчитываются согласно п.3.3, а при наличии трещин – по п.3.4.

Наличие или отсутствие трещин устанавливается из условия

$$M_i^н \leq M_т / \gamma_n \quad , \qquad (3.4)$$

где $M_i^н$ – действующий момент от нормативной нагрузки в i-ом сечении;

$M_т$ – момент трещинообразования (внутренних сил) i-го сечения (см.ниже);

γ_n – см.п.1.5.

Величины действующих моментов $M_i^н$ находятся по формулам строительной механики в зависимости от вида опирания и соотношения пролетов, исходя из упругой работы перекрытия. Для плит, опертых по контуру и по трем сторонам с защемлением на опорах, максимальный изгибающий момент перед образованием трещин вычисляется по формулам:

в середине пролета $$M_c^н = (\alpha_1 q_1^н + \alpha_2 q_2^н) b l_1^2 ; \qquad (3.5)$$

у опор $$M_{оп}^н = K_{оп} \alpha_3 \cdot q_2^н \cdot b \cdot l_1^2 . \qquad (3.6)$$

где α_1, α_2, α_3 – табличные коэффициенты, графики которых даны на рис.7, 8;

$q_1^н$ и $q_2^н$ – по формулам (3.1) и (3.2);

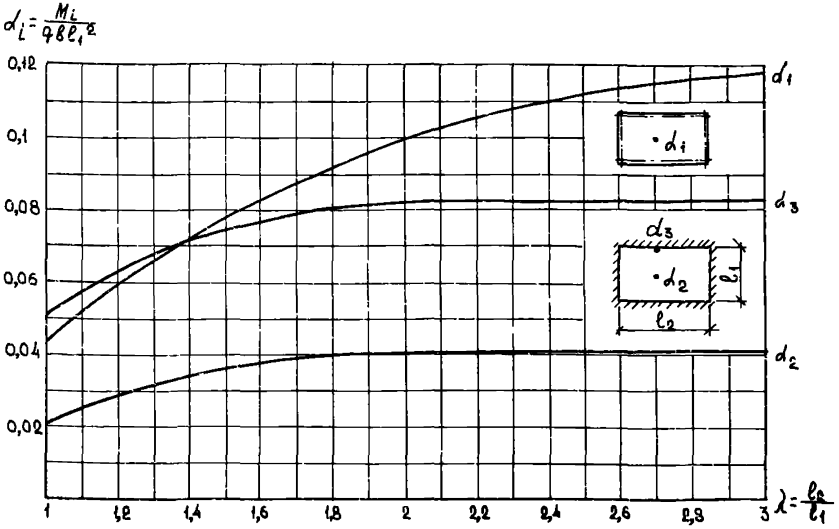


Рис.7. Коэффициенты α_i для прямоугольных плит, опертых по контуру: при свободном опирании (α_1) и защемлении (α_2, α_3)

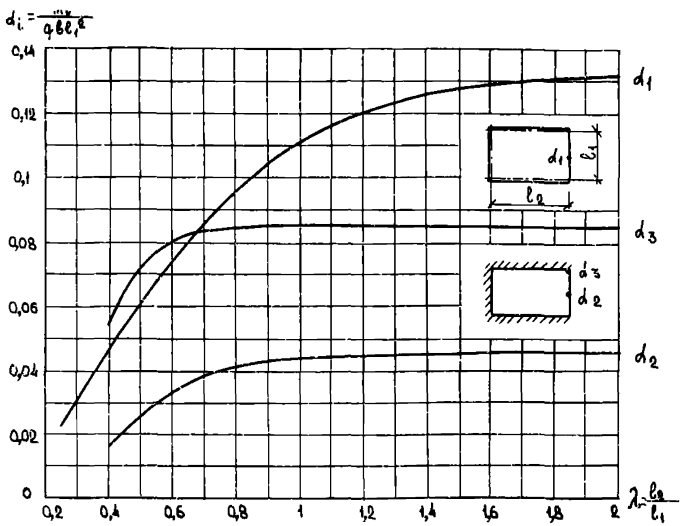


Рис.8. Коэффициенты α_i для прямоугольных плит, опертых по трем сторонам: при свободном опирании (α_1) и защемлении (α_2, α_3); при $\lambda > 2$ значения α_i принимаются как при $\lambda = 2$

b = 1 м;

l_1 – для плит, опертых по контуру, меньший пролет, а для опертых по трем сторонам – пролет вдоль свободного края;

$K_{оп} = 1{,}1$ – коэффициент, учитывающий перераспределение усилий с пролета на опоры при длительном действии нагрузки.

Для плит, свободно опертых по контуру, а также по трем сторонам при $\lambda \geq 1$, или при $\lambda < 1$, но с закрепленными (прижатыми весом не менее 1 этажа) углами А и Д, максимальные действующие пролетные моменты следует определять по формуле (3.5), принимая $q_2^н = 0$ и заменяя $q_1^н$ полной нормативной нагрузкой $q^н$. Для плит, свободно опертых по трем сторонам при $\lambda < 1$ с незакрепленными углами А и Д, моменты следует определять как для балочных плит пролетом l_1.

Величина $M_т$ в выражении (3.4) определяется по формуле (120) СНиП при $M_{об}^я = 0$ или по формуле (222) [27] при $M_{ус}^я = 0$. В обоих случаях величина $W_т$ определяется по формуле

$$W_т = \frac{b h^2}{3{,}5} . \qquad (3.7)$$

Расчет прогибов при отсутствии трещин

3.3. При отсутствии трещин по всему пролету прогиб плоских плит, опертых по контуру или по трем сторонам, защемленных на опорах в платформенных стыках, определяется по формуле

$$f = \frac{C \cdot b \cdot l_1^4}{12E\, J_п} \left(\beta_1 \cdot q_1^н + \beta_2 \cdot q_3^н \right) \cdot \gamma_п , \qquad (3.8)$$

где $C = 2$ – коэффициент, учитывающий увеличение прогиба вследствие ползучести бетона от длительного действия нагрузки;

β_1; β_2 – табличные коэффициенты, графики которых даны на рис.9, 10.

$E = 0{,}85E_б$ – модуль деформации; 0,85 – коэффициент, учитывающий неупругую работу бетона при кратковременном действии нагрузки (см. СНиП);

$J_п$ – приведенный с учетом арматуры момент инерции для ширины "в" сечения I–I в месте максимального прогиба.

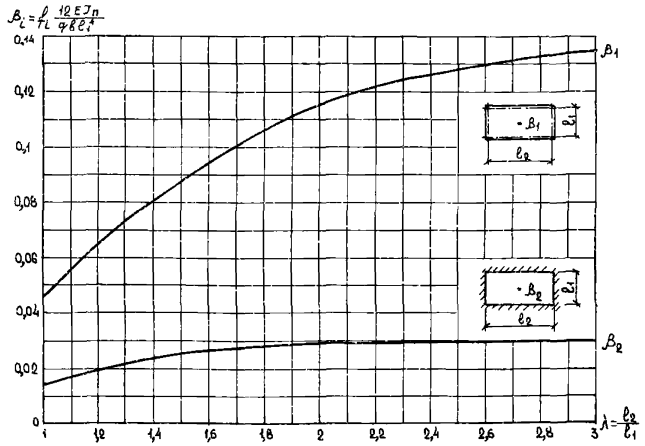


Рис.9. Коэффициенты β_i для прямоугольных плит, опертых по контуру: при свободном опирании (β_1) и защемлении (β_2).

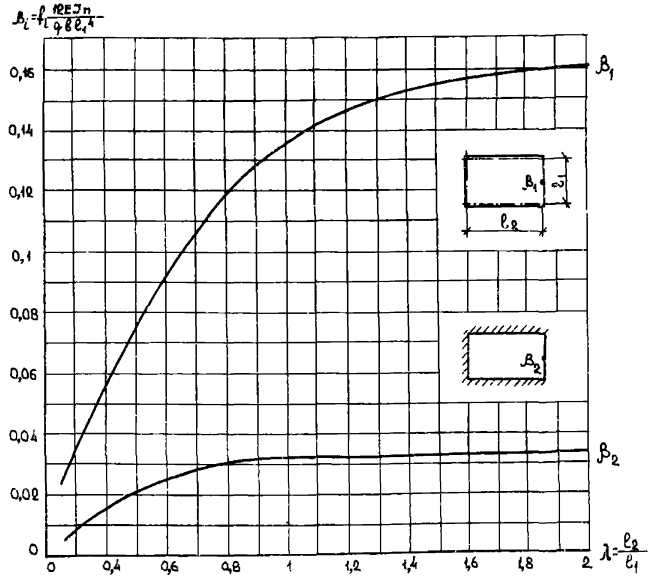


Рис.10. Коэффициенты β_i для прямоугольных плит, опертых по трем сторонам: при свободном опирании (β_1) и защемлении (β_2); при $\lambda > 2$ значения β_i принимаются как при $\lambda = 2$

Для защемленных плит при $q_т \leq q_1^н$ (см.п.3.4); для плит, свободно опертых по контуру, а также по трем сторонам при $\lambda \geq 1$ или при $\lambda < 1$, но с закрепленными (прижатыми шарнирно весом конструкций не менее 1 этажа) углами А и Д, прогиб следует определять по формуле (3.8), принимая $q_3^н = 0$ и заменяя $q_1^н$ величиной $q_{дл}^н$. Прогиб свободно опертых по трем сторонам плит при $\lambda < 1$ с незакрепленными углами А и Д следует определять как для балочных плит пролетом l_1.

Расчет прогибов при наличии трещин

3.4. Прогиб плит, опертых по контуру, а также по трем сторонам с закрепленными (прижатыми весом не менее 1 этажа) углами А и Д или краями, в случае, когда трещины в пролете образуются, определяется по формулам:

при $q_{дл}^н > q_т$: $$f = C\left[f_т + (f_{пII} - f_т)\frac{q_{дл}^н - q_т}{q_{пII} - q_т}\right]\cdot\gamma_п \quad ; \qquad (3.9)$$

при $q_{дл}^н \leq q_т$: $$f = C\left[f_т + (f_{пII} - f_т)\frac{q^н - q_т}{q_{пII} - q_т}\right]\cdot\frac{q_{дл}^н}{q^н}\cdot\gamma_п, \qquad (3.10)$$

где C – то же, что в формуле (3.8);

$f_т$ и $q_т$ – прогиб и нагрузка при образовании трещин в пролете;

$f_{пII}$ и $q_{пII}$ – прогиб и нагрузка, соответствующие предельному состоянию по прочности при характеристиках материалов, соответствующих расчету по предельным состояниям второй группы, вычисляемые по формулам (3.13) и (3.15).

Прогиб $f_т$ следует вычислять по формуле (3.8), подставляя для защемленных плит вместо $q_3^н$ разность $q_т - q_1^н$, а для свободно опертых плит, – принимая $q_3^н = 0$ и $q_1^н = q_т$; в обоих случаях при определении $f_т$ принимается $C = 1$.

Величина $q_т$ определяется по формулам:

для свободно опертых плит

$$q_т = q_т^с = \frac{M_т}{\alpha_1 \cdot b \cdot l_1^2}; \qquad (3.11)$$

для плит, защемленных на опорах,

$$q_т = \begin{cases} q_т^с\frac{\alpha_1}{\alpha_2} - q_1^н\left(\frac{\alpha_1}{\alpha_2} - 1\right) & \text{при } q_т^с > q_1^н \\ q_т^с & \text{при } q_т^с \leq q_1^н \end{cases} \qquad (3.12)$$

Прогиб $f_{n\,II}$ вычисляется по формуле "Руководства" [29]

$$f_{n\,II} = \frac{0{,}141}{1 + K_3} \cdot \frac{1}{\rho_{n\,II}} l_1^2 K_c , \qquad (3.13)$$

где K_3 – коэффициент, учитывающий влияние защемления опорного контура, определяемый по формуле (3.14);

$\frac{1}{\rho_{n\,II}}$ – кривизна в условном предельном состоянии, соответствующем расчетным сопротивлениям материалов для предельных состояний второй группы, определяемая по формуле (3.16);

K_c – коэффициент, учитывающий увеличение предельного прогиба в центре прямоугольных плит, опертых по контуру, и увеличение или уменьшение у середины свободного края плит, опертых по трем сторонам, по сравнению с прогибами в точках пересечения линий излома, определяемый по формулам (3.18)–(3.20).

Коэффициент K_3 по аналогии с [8, 29] выражает отношение опорного момента на единицу длины сечения АВ или СД к пролетному моменту также на единицу длины сечения ЕF. Для рассматриваемого случая, когда опорные моменты создаются защемлением в платформенных стыках, он равен

$$K_3 = \frac{\alpha_3 (q_{n\,II} - q_1^{н})}{\alpha_2 q_{n\,II} + (\alpha_1 - \alpha_2) \cdot q_1^{н}} . \qquad (3.14)$$

Предельная нагрузка q_{II}, входящая в выражения (3.9), (3.10) и (3.14), находится приближенно по формуле

$$q_{n\,II} \approx \frac{R_{a1\,II}}{R_{a1}} \cdot q_{нес.} , \qquad (3.15)$$

где $q_{нес.}$ – из расчета прочности.

Кривизна $1/\rho_{n\,II}$ определяется по формуле

$$\frac{1}{\rho_{n\,II}} = \frac{0{,}9 \cdot R_{a1\,II}}{h_{o1} E_{a1}} \left(1 + \frac{2{,}2\,\eta}{\xi_т}\right) \eta , \qquad (3.16)$$

где $\xi_т$ – из расчета прочности по формуле (2.20);

η – коэффициент, учитывающий возможные отклонения в толщине защитного слоя арматуры

$$\eta = \frac{h_{o1}}{h_{o1}^{-0,7}}, \qquad (3.17)$$

где h_{o1} - в см; при этом η принимается не более 1,2.

Коэффициент K_c находится по формулам:
для плит, опертых по контуру:

$$K_c = 1+0,2(\lambda - 1), \qquad (3.18)$$

для плит, опертых по трем сторонам:
при $\lambda > 0,5$

$$K_c = 1+0,2(2\lambda - 1), \qquad (3.19)$$

при $\lambda < 0,5$

$$K_c = 1 - (1-2\lambda)^2. \qquad (3.20)$$

Проверка раскрытия трещин

3.5. Расчет раскрытия трещин требуется производить в случаях, когда при проверке по образованию трещин (п.3.2) не выполняется условие (3.4) и, следовательно, трещины образуются. В плитах перекрытий жилых и общественных зданий проверяется длительное раскрытие трещин от действия постоянных и длительных нагрузок (см.п.3.1).

Раскрытие трещин необходимо проверять в следующих местах:
а) при равномерном армировании - в центре плит, опертых по контуру, и в середине свободного края плит, опертых по трем сторонам;
б) при концентрации арматуры по рис.14,а и 15,а, кроме вышеуказанного, также в зонах разреженного армирования на границе с концентрированным.

3.6. Для приближенной оценки ширины раскрытия трещин в плитах, опертых по контуру и по трем сторонам, рекомендуется напряжения в арматуре наиболее напряженных сечений плиты определять от длительно действующей нагрузки по формулам:

при $q^{н}_{дл} > q_т$: $$\sigma_a = \sigma_{ат} + (R_{aII} - \sigma_{ат}) \frac{q^{н}_{дл} - q_т}{q_{пII} - q_т}, \qquad (3.21)$$

при $q^{н}_{дл} \leq q_{т}$: $$\sigma_{а} = \left[\sigma_{ат} + (R_{аII} - \sigma_{ат}) \frac{q^{н} - q_{т}}{q_{пII} - q_{т}}\right] \cdot \frac{q^{н}_{дл}}{q^{н}}, \quad (3.22)$$

где $$\sigma_{ат} = \frac{M_{тi}}{b h_{oi} (1 - 0{,}5 \xi_{тi}) f_{ai}}, \quad (3.23)$$

$M_{тi}$ – момент трещинообразования в i -м сечении, определяемый согласно п.3.2;

$\xi_{тi}$ – относительная высота сжатой зоны в i -м сечении, определяемая по формуле (2.20), с учетом того, что коэффициент армирования μ для сечений АЕ...ДЕ находится по формуле (2.19), а для сечений, пересекаемых только арматурой направления l_1, по формуле

$$\mu = \frac{f_{a1i}}{100 h_{oi}};$$

f_{ai} – эквивалентная площадь арматуры i -го сечения на 1 м его ширины: для сечений, пересекаемых арматурой направления l_1, $f_{ai} = f_{a1i}$, для сечений АЕ...ДЕ $f_{ai} = 0{,}5 (f_{a12} + f_{a2})$;

q_i – нагрузки, используемые при проверке прогибов (см. п. 3.4).

После определения величины $\sigma_{а}$ раскрытие трещин проверяется по формуле (138) СНиП или (236) "Руководства" [27], с умножением получаемых из расчета величин $a_{т}$ на γ_{n} (см.п.1.5).

3.7. При проверке ширины раскрытия трещин в местах с разреженной арматурой направления l_1 по рис.14,а и 15,а в сечении I–I на границе с концентрированным армированием напряжения в арматуре определяются по формуле

$$\sigma_{а(гр)} = K_{гр} \cdot \sigma_{а}, \quad (3.24)$$

где $\sigma_{а}$ – по формуле (3.21), при этом величина $\sigma_{ат}$ определяется по формуле (3.23) с заменой f_{a11} на f_{a12}; коэффициент $K_{гр.}$ находится из выражений:

для плит, опертых по контуру

$$K_{гр.} = 1 - 0{,}2 (\lambda - 1), \quad (3.25)$$

для плит, опертых по трем сторонам при $\lambda > 0,5$

$$K_{гр.} = 1 - 0,2\,(2\lambda - 1). \qquad (3.26)$$

Расчет прогибов и раскрытия трещин при разнотипных нагрузках

3.8. При наличии нескольких разнотипных нагрузок, аналогичных перечисленным в п.2.12, проверка прогибов и раскрытия трещин производится по общим формулам п.3.1-3.7 с приведением разнотипных нагрузок к эквивалентным равномерно распределенным или гидростатическим нагрузкам. При этом для плит, опертых по контуру, сосредоточенные нагрузки приводятся к равномерно распределенным по формуле

$$q_{эi} = 0,0164\,\frac{\beta_x \cdot \beta_y}{l_1\ \ l_2}\,P_i\ , \qquad (3.27)$$

где β_x, β_y - коэффициенты, определяемые по графикам рис.11;

P_i - сосредоточенные нагрузки.

Равномерно распределенные нагрузки местного характера сначала собираются и приводятся каждая не менее, чем к четырем сосредоточенным нагрузкам, а затем также к эквивалентным равномерно распределенным нагрузкам по формуле (3.27).

Для плит, опертых по трем сторонам, при расположении сосредоточенных и местных равномерно распределенных нагрузок преимущественно на половине, противоположной свободному краю, что обычно имеет место в жилых и общественных зданиях, все нагрузки следует заменять эквивалентной равномерно распределенной по всей плите, определяемой по формуле

$$q_{эi} = q_{1i} + \frac{\beta_г}{\beta_1} \cdot q_{гi}\ , \qquad (3.28)$$

где q_{1i} - минимальная из равномерно распределенных нагрузок у свободного края (рис.12);

$\beta_г$ - коэффициент, определяемый по рис.13;

β_1 - то же, по рис.10;

$q_{гi}$ - максимальная интенсивность эквивалентной гидростатической нагрузки у края АД (см.рис.12), определяемая по формуле

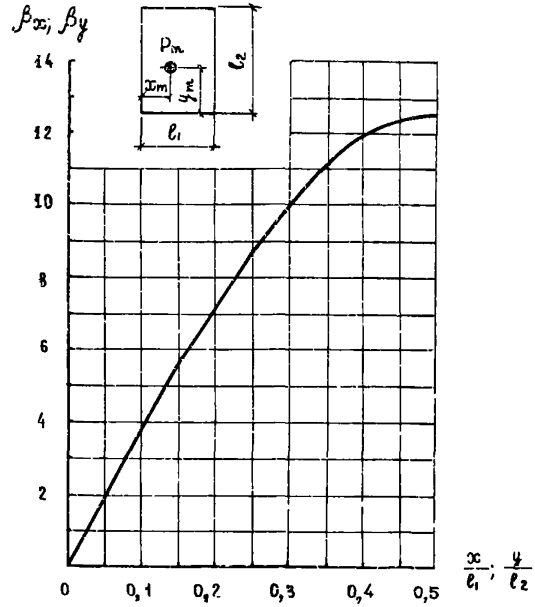


Рис.11. Зависимость коэффициентов приведения сосредоточенных нагрузок к равномерно распределенным, эквивалентным по прогибу, для плит, опертых по контуру

$$q_{ri} = \frac{2\Sigma \left[P_{mi} + (q_{ni} - q_{ii}) F_n \right]}{l_1 \cdot l_2}, \qquad (3.29)$$

где индексы m и n означают номера соответственно сосредоточенных и равномерно распределенных нагрузок; индекс i означает последовательное применение формул (3.1) или (3.2) и (3.3); F_n – площадь, занимаемая n -й равномерно распределенной нагрузкой.

4. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ПЛИТ

4.1. Площади и расчетные характеристики напрягаемой арматуры вводятся с обозначениями F_{ni} и R_{ni}. Расчетные сопротивления в соответствующих случаях умножаются на коэффициент m_{a_4}, определяемый по формулам и методике СНиП и "Руководства" [28]; при этом при подборе сечений в формуле (32) СНиП или (24) [28] принимается $\xi / \xi_R \approx 0{,}5$.

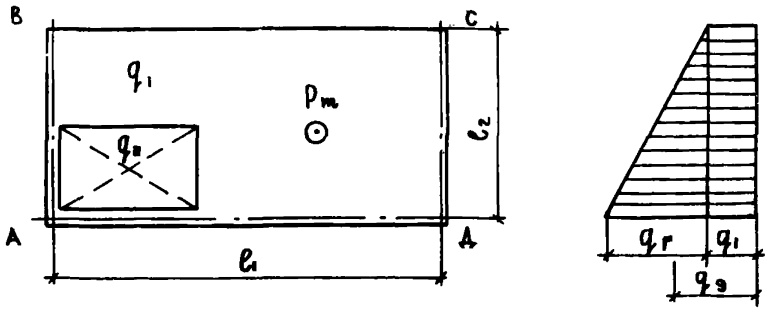


Рис.12. Схема приведения сосредоточенных и местных равномерно распределенных нагрузок к эквивалентным по прогибам гидростатической и равномерно распределенной

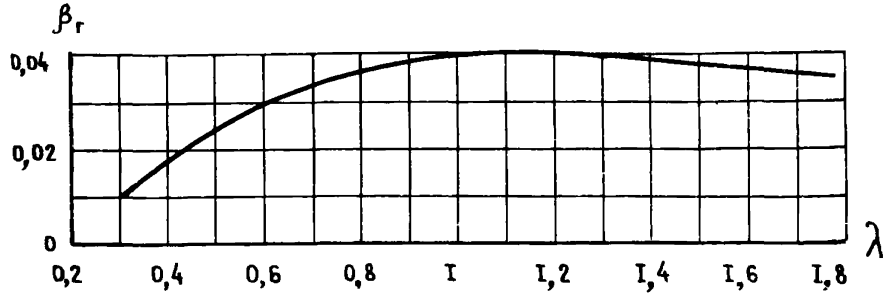


Рис.13. Коэффициент β_r для плит, свободно опертых по трем сторонам и неопертых по четвертой стороне (ВС), при гидростатической нагрузке

При наличии в каком-либо направлении одновременно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры при подборе сечений вместо R_{ni} и R_{ai} используются эквивалентные площади арматуры $R_{aэi}$, определяемые по формуле

$$R_{aэi} = \frac{n_{ni} R_{ni} + R_{ai}}{n_{ni} + 1}, \qquad (4.1)$$

где $n_{ni} = \frac{F_{ni}}{F_{ai}}$ – задаваемое с учетом требований рационального армирования отношение площадей напрягаемой и ненапрягаемой арматуры в i-м сечении.

4.2. В плитах, свободно опертых по контуру (см.пп.2.1, 2.2) с предварительным напряжением арматуры обоих направлений, необходимая площадь арматуры F_{ai} или $F_{aэi}$ определяется по формулам (2.1) и (2.2) с заменой R_{ai} на R_{ni} или $R_{aэi}$, умноженные на коэффициент m_{a4} (см.п.4.1). При этом коэффициент $K_п$ принимается равным 1.

4.3. Проверка прочности опертых по контуру предварительно напряженных в двух направлениях плит производится по формуле (2.10), в которой моменты $\bar{\bar{M}}_1$ и $\bar{\bar{M}}_2$ заменяются на $\bar{M}_1$ и $\bar{M}_2$, определяемые по формулам (25), (26) "Руководства" [28].

4.4. В плитах, опертых по трем сторонам, у которых напрягаемая арматура устанавливается только в направлении ℓ_1, параллельном свободному краю, необходимая площадь арматуры определяется по формулам (2.3)-(2.6) с умножением их правых частей на коэффициент K_Θ, учитывающий отклонение направлений диагональных линий излома от 45° и определяемый по формуле

$$K_\Theta = \begin{cases} 1{,}15-0{,}15\,\lambda & \text{при } \lambda < 1, \\ 1 & \text{при } \lambda \geqslant 1. \end{cases} \qquad (4.2)$$

4.5. Проверка прочности опертых по трем сторонам плит с напрягаемой арматурой одного направления ℓ_1 производится по формулам:

при $\lambda \geqslant 0{,}5$

$$q \leq \frac{24(2\bar{M}_1+\bar{M}_2\cdot tg\,\Theta)\cdot tg\,\Theta}{\ell_1^2\,(6\,\ell_2\,tg\,\Theta-\ell_1)} = q_{нес}, \qquad (4.3)$$

при $\lambda < 0{,}5$

$$q \leq \frac{12(\bar{M}_1+\lambda\cdot\bar{M}_2\,tg^2\Theta)}{\ell_2^2(3\,\ell_1-2\,\ell_2\,tg\,\Theta)\,tg\,\Theta} = q_{нес}, \qquad (4.4)$$

где $\bar{M}_1$ и $\bar{M}_2$ – в принципе то же, что и в формулах (2.28),(2.34); при этом $\bar{M}_1$ определяется с учетом предварительного напряжения арматуры, параллельной свободному краю, по формулам (25), (26) "Руководства" [28]; $\bar{M}_2$ определяется по формулам (2.30), (2.32),

θ – угол наклона диагональных линий излома АЕ, ДЕ к опертым краям АВ и СД (см.рис.4);

$tg\theta$ определяется по формуле

$$tg\theta = \frac{2\lambda}{\sqrt{m_н(12\lambda^2 + m_н)} - m_н}, \qquad (4.5)$$

где

$$m_н = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_0 F_{н1}}{R_{пр\,II}\, l_2 h}}; \qquad (4.6)$$

σ_0 – предельная величина предварительного напряжения в арматуре $F_{н1}$, определяемая по формуле (1) СНиП.

При проектировании перекрытий жилых зданий правые части выражений (4.3) и (4.4) следует делить на коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0{,}95$.

4.6. При проектировании плит с напрягаемой арматурой необходимо выполнять требования п.3.17 СНиП и п.3.10 [28].

4.7. Проверка предварительно напряженных плит по образованию трещин производится по формуле (3.4) с учетом (3.5) и (3.6). При этом величина $M_т$ определяется по формуле (120) СНиП или (195) [28].

4.8. В случае, когда трещины в плитах в стадии эксплуатации не образуются, прогибы определяются по формуле

$$f_н = (f - f_в) \cdot \gamma_n, \qquad (4.7)$$

где f – прогиб, определяемый по формуле (3.8) при $\gamma_n = 1$;

$f_в$ – выгиб, определяемый по формуле

$$f_в = \frac{1}{8}\left[\left(\frac{1}{\rho_{в1}} + \frac{1}{\rho_{в.п.i}} + \frac{1}{1+K_3}\right) l_1^2 + \left(\frac{1}{\rho_{в.2}} + \frac{1}{\rho_{в.п.2}} \cdot \frac{1}{1+K_3}\right) l_2^2\right] \qquad (4.8)$$

где кривизны $\frac{1}{\rho_{в.1}}$ и $\frac{1}{\rho_{в.2}}$ определяются по формуле (155) СНиП или (253) [28], а $\frac{1}{\rho_{в.п.1}}$ и $\frac{1}{\rho_{в.п.2}}$ – по формуле (156) СНиП или (254) [28]; при этом индексы 1 и 2 соответствуют сечениям, нормальным к пролетам l_1 и l_2; при натяжении арматуры только в направлении l_1 члены с индексом 2 принимаются равными нулю. Коэффициент K_3 в выражении (4.8) определяется по формуле (3.14).

4.9. В случае, когда трещины в пролете образуются, расчет прогибов производится по формулам:

при $q^{н}_{дл.} \geq q_{т}$: $$f = \left\{ c \left[f_{нт} + (f_{п\,II} - f_{нт}) \frac{q^{н}_{дл.} - q_{т}}{q_{п\,II} - q_{т}} \right] - f_{в.п.} \right\} \cdot f_{п}, \quad (4.9)$$

при $q^{н}_{дл.} \leq q_{т}$: $$f = \left\{ c \left[f_{нт} + (f_{п\,II} - f_{нт}) \cdot \frac{q^{н} - q_{т}}{q_{п\,II} - q_{т}} \right] \cdot \frac{q^{н}_{дл.}}{q^{н}} - f_{в.п} \right\} f_{п}, \quad (4.10)$$

где $$f_{нт} = f_{т} - f_{в}\ ; \quad (4.11)$$

$f_{т}$ – прогиб от нагрузки $q_{т}$, определяемый по формуле (3.8) при $C = 1$, $q^{н}_{1} = q_{т}$ и $q^{н}_{3} = 0$;

$f_{в}$ – определяется по формуле (4.8) при

$$\frac{1}{\rho_{в.п.1.}} = \frac{1}{\rho_{в.п.2}} = 0;$$

$f_{п\,II}$ – вычисляется по формуле (3.13), при этом кривизна $\frac{1}{\rho_{п\,II}}$ находится по формуле (4.12), см.ниже;

$f_{вп.}$ – определяется по формуле (4.8) при

$$\frac{1}{\rho_{в1}} = \frac{1}{\rho_{в.2}} = 0.$$

Кривизна в условном предельном состоянии, подставляемая в в формулу (3.13) при определении прогиба $f_{п\,II}$, находится по формуле

$$\frac{1}{\rho_{п\,II}} = \frac{R_{аэ\,1\,II}}{2\,h_{o1}\,E_{а}} \left(1 + \frac{4\,\bar{M}\,n}{\xi}\right), \quad (4.12)$$

где $R_{аэ\,1\,II}$ – по формуле (4.1), но при характеристиках сталей, соответствующих расчету по предельным состояниям второй группы;

$$\bar{M} = \frac{N_{12}}{R_{аэ\,1\,II} \cdot b h_{o1}}\ ; \quad (4.13)$$

$$N_{12} = 0{,}5 \cdot \Sigma R_{ai\,II} \cdot f_{ai}\ ; \quad (4.14)$$

$b = 100$ см.

Величина ξ определяется по формулам (159)-(164) СНиП, при этом $T = f' = 0$, а M_3 и N_c находятся по формулам:

$$M_3 = N_{12} z_1 , \qquad (4.15)$$

где z_1 в первом приближении принимается $z \approx 0{,}8 h_{01}$, а в последующем уточняется по формуле (164) СНиП;

$$N_c = 0{,}5 (N_{021} + N_{022}), \qquad (4.16)$$

где N_{021} и N_{022} – усилия в напрягаемой арматуре соответственно направлений l_1 и l_2 за вычетом всех потерь на 1 пог.м сечений.

5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

5.1. В настоящем разделе даются лишь рекомендации, непосредственно связанные с особенностями расчета плит, изложенными в предыдущих разделах. В основном они касаются рабочей арматуры плит. По всем другим аспектам конструирования надлежит руководствоваться требованиями общих нормативных документов [27-30].

5.2. В плитах перекрытий, опертых по контуру, с целью экономии стали рекомендуется устанавливать арматуру F_{a1} короткого направления с концентрацией в центре и разрежением у краев АД и ВС (рис.14,а). При этом сечение арматуры краевых полос на 1 пог.м уменьшается по сравнению с центральной полосой в два раза, а при отсутствии трещин – в два раза или более.

Площади арматуры определяются по формулам:

у центра $$f_{a11} = \frac{\varphi F_{a1}}{[\varphi(\lambda - 1) + 1] l_1} = \frac{\lambda \cdot \varphi}{\varphi(\lambda - 1) + 1} f_{a1} , \qquad (5.1)$$

у краев $$f_{a12} = \frac{f_{a11}}{\varphi} , \qquad (5.2)$$

где $\varphi > 1$ – заданный коэффициент концентрации (разрежения) арматуры.

Отношение $m = f_{a2} / f_{a1}$ между площадями арматур длинного и короткого направлений, укладываемых в среднем на 1 м сечений плиты, рекомендуется назначать в зависимости от отношения пролетов λ по рис.2, по возможности не более величины,

отсекаемой графиком, т.е. значения m должны находиться на уровне или ниже графика. Величина ℓ_{a1} при неравномерном армировании по рис.14,а принимается усредненной $\ell_{a1} = \frac{F_{a1}}{\ell_2}$

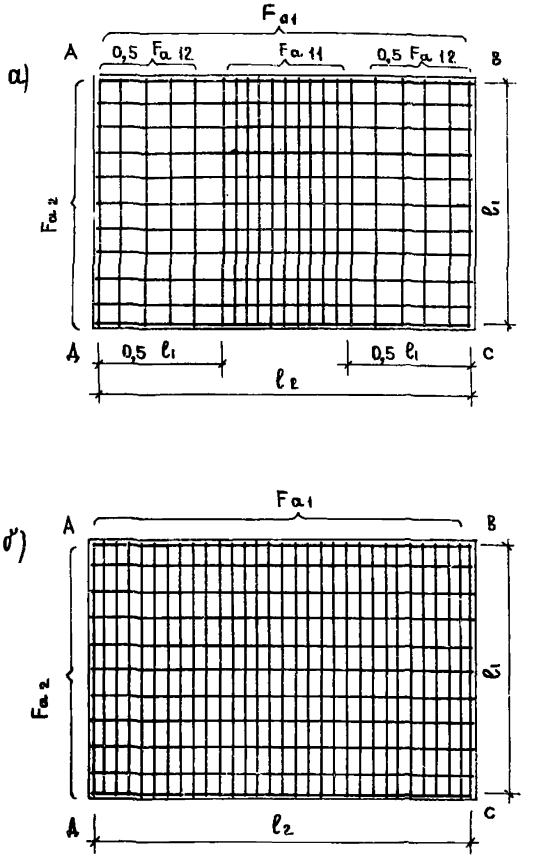


Рис.14. Принципиальные схемы расположения арматуры направления ℓ_1 прямоугольных плит, опертых по контуру:
а – с концентрацией у центра; б – равномерное

5.3. Армирование плит, опертых по трем сторонам, рекомендуется производить, исходя из следующих принципиальных положений:

1. Для плит, опертых по двум длинным и одной короткой сторонам, независимо от отношения пролетов, а также для плит, опер-

тых по двум коротким и одной длинной сторонам (включая квадратные), с отношением $\lambda > 0{,}5$, арматуру F_{a1} направления l_1 вблизи края АД, противоположного свободному, на участке длиной 0,5 l_1 или 0,5 l_2 устанавливать в два раза, а при отсутствии трещин – в два **или** более раза меньшую, чем на остальной части плиты (рис. 15,а);

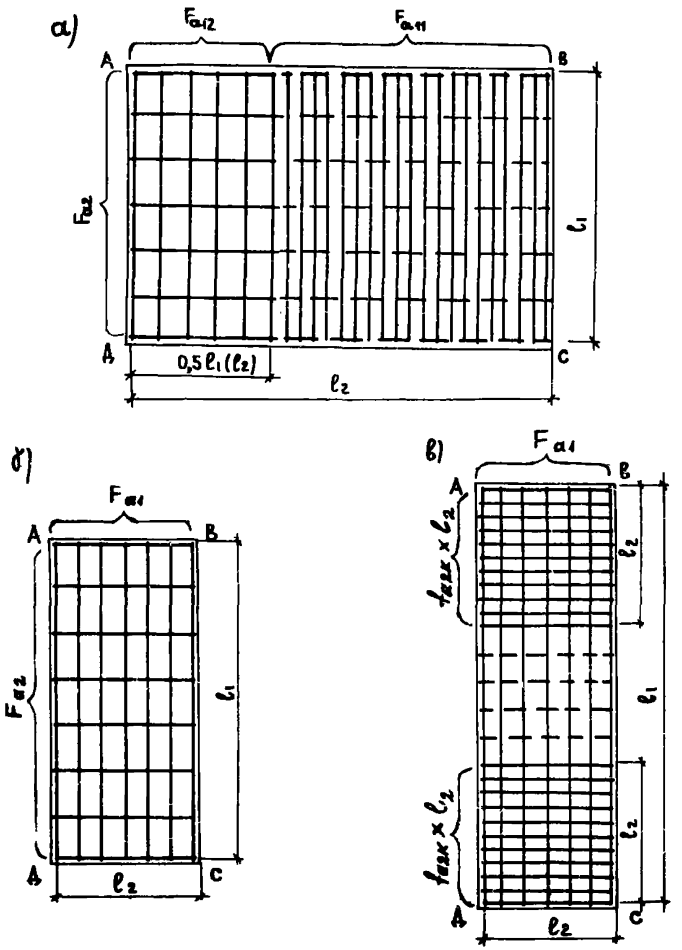


Рис.15. Принципиальные схемы расположения пролетной рабочей (———) и распределительной (– – –) арматуры в плитах, опертых по трем сторонам и неопертых по стороне ВС:
а – при $\lambda > 0{,}5$; б,в – при $\lambda \leq 0{,}5$

2. Для плит, опертых по двум коротким и одной длинной сторонам, с отношением $\lambda \leq 0{,}5$ и закрепленными (прижатыми) углами А и Д арматуру F_{a1} направления l_1 рекомендуется концентрировать у свободного края; допускается также устанавливать с постоянным шагом (рис.15,б); для плит с незакрепленными углами А и Д рабочую арматуру рекомендуется концентрировать вдоль свободного края.

3. Арматуру F_{a2} направления l_2 рекомендуется устанавливать согласно рис.2; при этом в случае, когда λ значительно меньше 0,5, в средней части пролета l_1, не пересекаемой диагональными линиями излома (на участке ЕF), арматуру F_{a2} рекомендуется устанавливать по нормативам распределительной арматуры (рис.15,в).

5.4. В плитах, нагруженных несколькими равномерными или сосредоточенными нагрузками, рассчитываемых по п.2.12, кроме выполнения требований пп. 5.2 и 5.3, рекомендуется основную рабочую арматуру F_{a1} направления l_1 концентрировать в местах приложения нагрузок большей интенсивности.

5.5. При подборе арматуры необходимо обеспечивать такие условия, чтобы по всем линиям излома плит, опертых по контуру или трем сторонам, процент армирования был не меньше минимального, требуемого СНиП, в том числе и в местах с разреженным армированием. Действительный процент армирования определяется для сечения ЕF (см.рис. 1, 4) по формуле

$$\mu_{(1)} = \frac{f_{a1i}}{h_{01}} \%, \qquad (5.3)$$

а для диагональных сечений АЕ... ДЕ по формуле

$$\mu_{12} = \frac{1}{2}\left(\frac{f_{a1i}}{h_{01}} + \frac{f_{a2i}}{h_{02}}\right) \%, \qquad (5.4)$$

где f_{a1i} и f_{a2i} – площади арматуры направлений соответственно l_1 и l_2 на 1 пог.м сечений, нормальных к l_1 и l_2, в i-й проверяемой точке плиты.

6. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 1. Требуется определить расчетное армирование, проверить прочность, прогиб и раскрытие трещин опертой по контуру

плиты перекрытия для конструктивной ячейки 3,2х5,7 м, толщиной 10 см сплошного сечения. Плита защемлена на опорах стенами в платформенных стыках; защемление учитывается только при расчете по предельным состояниям второй группы. Нагрузки равномерно распределены по площади. Армирование равномерное в обоих направлениях.

1. Исходные данные. Расчетные пролеты (см): $l_1 = 313$; $l_2 = 565$; $\lambda = l_2 / l_1 = 1{,}8$. Бетон тяжелый марки 150, подвергаемый тепловой обработке пропариванием, с расчетными характеристиками (МПа): $R_{пр} = 6$ (при $m_{б1} = 0{,}85$); $R_{прII} = 8{,}5$; $R_{рII} = 0{,}95$; $E_б = 19000$. Арматура вдоль пролета l_1 из стали класса А-III диаметром 6 мм; вдоль пролета l_2 из проволоки класса Вр-I диаметром 4 мм. Защитный слой бетона до нижнего слоя арматуры 10 мм. Расчетные характеристики арматуры (МПа): $R_{a1} = 360$; $R_{a2} = 375$; $R_{a1II} = 400$; $E_{a1} = 2.10^5$.

Нормативные нагрузки (кПа): от собственной массы $q^н_с = 2{,}5$; от конструкций пола $q^н_2 = 0{,}9$ (в т.ч. звукоизолирующая прокладка из мягких ДВП – 0,05, гипсоцементнобетонная панель толщиной 6 см – 0,78, линолеум – 0,07); временная $P^н = 1{,}5$, в т.ч. длительная $P^н_{дл} = 0{,}3$.

2. Сочетания нагрузок (кПа). Расчетная $q = (q^н_с \cdot 1{,}1 + q^н_2 \cdot 1{,}2 + P^н \cdot 1{,}3) = 2{,}5 \cdot 1{,}1 + 0{,}9 \cdot 1{,}2 + 1{,}5 \cdot 1{,}3 = 5{,}8$; для проверки трещинообразования $q^н_1 = q^н_с = 2{,}5$; $q^н_2 = q^н_2 + P^н = 0{,}9 + 1{,}5 = 2{,}4$; для проверки прогибов и раскрытия трещин $q^н_1 = 2{,}5$; $q^н_3 = q^н_2 + P^н_{дл} = 0{,}9 + 0{,}3 = 1{,}2$; $q^н = q^н_1 + q^н_2 = 2{,}5 + 2{,}4 = 4{,}9$; $q^н_{дл} = q^н_1 + q^н_3 = 2{,}5 + 1{,}2 = 3{,}7$.

3. Подбор рабочей арматуры по условию прочности. Плита при расчете прочности рассматривается как свободно опертая с закрепленными от подъема углами. Рабочие высоты: $h_{o1} = 8{,}7$ см; $h_{o2} = 8{,}2$ см. По рис.2 при $\lambda = 1{,}8$ коэффициент $m = 0{,}37 \cdot \frac{360}{375} = 0{,}35$; по рис.3, а при $f = l_1 / h = 313/10 = 31{,}3$ коэффициент $K_п = 0{,}88$. По формулам (2.1), (2.2):

$$F_{a1} = \frac{(3\lambda - 1)\lambda q l_1^3 K_п}{23(\lambda + m) R_{a1} h_{o1}} = \frac{(3 \cdot 1{,}8 - 1) 1{,}8 \cdot 5{,}8 \cdot 313^3 \cdot 0{,}88}{23(1{,}8 + 0{,}35) \cdot 360 \cdot 8{,}7} \cdot 10^{-3} = 7{,}86 \text{ см}^2$$

$$F_{a2} = \frac{(3\lambda - 1) m q l_1^3 K_п}{23(\lambda + m) \cdot R_{a2} \cdot h_{o2}} = \frac{(3{,}1{,}8 - 1) \cdot 0{,}35 \cdot 5{,}8 \cdot 10^{-3} \cdot 313^3 \cdot 0{,}88}{23(1{,}8 + 0{,}35) \cdot 375 \cdot 8{,}2} = 1{,}74 \text{ см}^2;$$

принимается F_{a1} = 28 ø6 A-III = 7,92 см^2; F_{a2} = 14 ø4 Bp-I = = 1,76 см^2.

4. Проверка прочности. Принимаем шаги стержней в обоих направлениях 200 мм, тогда площади арматуры на 1 пог.м сечений f_{a1} = 5ø6 = 1,41 см^2; f_{a2} = 5ø4 = 0,63 см^2. По формулам (2.16)-(2.20):

$$\mu = \frac{1}{200}\left(\frac{f_{a1}}{h_{o1}} + \frac{f_{a2}}{h_{o2}}\right) = \frac{1}{200}\left(\frac{1,41}{8,7} + \frac{0,63}{8,2}\right) = 0,0012;$$

$$n = \frac{E_{a1}}{E_б} = \frac{2\cdot 10^5}{19000} = 10,53; \qquad \mu n = 0,0012\cdot 10,53 = 0,0126;$$

$$\xi_т = 0,1+0,5\cdot\mu\,\frac{R_{a1}}{R_{пр}} = 0,1+0,5\cdot 0,0012\cdot\frac{360}{6} = 0,136;$$

$$\frac{1}{\rho_п} = \frac{2Pa1}{h_{o1}E_{a1}}\left(1+\frac{1,1\mu n}{\xi_т}\right) = \frac{2\cdot 360}{8,7\cdot 2\cdot 10^5}\left(1+\frac{1,1\cdot 0,0126}{0,136}\right) =$$

$= 45,6\cdot 10^{-5}$ 1/см;

$$f_п = 0,141\cdot \frac{1}{\rho_п} l_1^2 = 0,141\cdot 45,6\cdot 10^{-5}\cdot 313^2 = 6,3 \text{ см};$$

$$\frac{f_п}{l_1} = \frac{6,3}{313} = 0,02 \left[\leq \frac{f_п}{l_1}\right] = K\frac{l_1}{h} = 0,001\cdot\frac{313}{10} = 0,031;$$

условие (2.20) удовлетворено. По формулам (2.23)-(2.27): $\Sigma N_{ai} = R_{a1}F_{a1} + R_{a2}F_{a2} = (360\cdot 7,92+375\cdot 1,76)\cdot 10^{-1} = 351,1$ кН;

$$A = \frac{\Sigma N_{ai}}{R_{пр}\cdot l_1} = \frac{351,1\cdot 10^1}{6\cdot 313} = 1,87 \text{ см};$$

$B = \lambda^2 - 1,5\lambda + 3 = 1,8^2 - 1,5\cdot 1,8+3 = 3,54;$

$\breve{X}_1 = (\lambda - 1,5)A/B = (1,8-1,5)\cdot 1,87/3,54 = 0,16$ см;

$\breve{X}_2 = 3A/B = 3\cdot 1,87/3,54 = 1,6$ см;

$$\eta = \frac{5{,}24(2f_п + X_1) + (f_п + X_1 + X_2)X_2}{3(3{,}83X_1 + X_2)} =$$

$$= \frac{5{,}24(2\cdot 6{,}3+0{,}16)\cdot 0{,}16+(6{,}3+0{,}16+1{,}6)\cdot 1{,}6}{3(3{,}83\cdot 0{,}16+1{,}6)} = 3{,}55 \text{ см.}$$

По формулам (2.12) – (2.14):

$z_1 = h_{01} + f_п - \eta = 8{,}7+6{,}3-3{,}55 = 11{,}45$ см;

$z_{12} = h_{01} + 0{,}5f_п - \eta = 8{,}7+0{,}5\cdot 6{,}3-3{,}55 = 8{,}3$ см;

$z_2 = h_{02} + 0{,}5f_п - \eta = 8{,}2+0{,}5\cdot 6{,}3-3{,}55 = 7{,}8$ см. По формулам (2.9)–(2.11) с учетом (2.15): $\bar{\bar{M}}_1 = R_{a1}F_{a1}(1-1/\lambda)z_1 = 360\cdot 7{,}92(1-1/1{,}8)\cdot 11{,}45\cdot 10^{-3} = 14{,}53$ кНм;

$\bar{\bar{M}}_2 = R_{a1}F_{a1}(1/\lambda)z_{12} + R_{a2}F_{a2}z_2 = 360\cdot 7{,}92(1/1{,}8)\cdot 8{,}3+375\cdot$

$\cdot 1{,}76\cdot 7{,}8\cdot 10^{-3} = 18{,}28$ кНм;

$$q_{нес.} = \frac{24(\bar{\bar{M}}_1 + \bar{\bar{M}}_2)}{l_1^2(3l_2 - l_1)} \quad \frac{24(14{,}53+18{,}28)}{3{,}13^2(3\cdot 5{,}65-3{,}13)} = 5{,}81 \text{ кПа;}$$

$q_{нес.}/f_п = 5{,}81/0{,}95 = 6{,}11$ кПа $> q = 5{,}8$ кПа; прочность обеспечена.

5. Проверка трещинообразования. По графику рис.7 $\alpha_1 = 0{,}091$; $\alpha_2 = 0{,}04$; $\alpha_3 = 0{,}08$. По формулам (3.5), (3.6): $M_c^н = (\alpha_1 q_1^н + \alpha_2 q_2^н) b l_1^2 = (0{,}091\cdot 2{,}5+0{,}04\cdot 2{,}4)\cdot 1\cdot 3{,}13^2 =$ $= 3{,}18$ кНм; $M_{оп}^н = K_{оп}\alpha_3 q_2^н b l_1^2 = 1{,}1\cdot 0{,}08\cdot 2{,}4\cdot 1\cdot 3{,}13^2 =$ $= 2{,}06$ кНм. Максимальный коэффициент армирования (в сечении I-I) $\mu_{(1)} = \frac{f_{a1}}{100\cdot h_{01}} = \frac{1{,}41}{100\cdot 8{,}7} = 0{,}0016 < 0{,}01$; поэтому согласно п.4.3 "Руководства" [27] величина $M_т$ определяется как

для бетонного сечения. Тогда по формуле (3.7) $W_т = \frac{bh^2}{3,5} =$ $= \frac{100 \cdot 10^2}{3,5} = 2860 см^3$; по формуле (120) СНиП $M_т = R_{pII} W_т =$ $= 0,95 \cdot 2860 \cdot 10^{-3} = 2,52$ кНм; так как $M_c^н > M_т$, а $M_{оп}^н < M_т$, то трещины в пролете образуются, а у опор не образуются.

6. Проверка прогиба. По формулам (3.11), (3.12):

$$q_т^c = \frac{M_т}{\alpha_1 b \ell_1^2} = \frac{2,52}{0,091 \cdot 1,3,13^2} = 2,83 \text{ кПа; так как } q_т^c > q_1^н, \text{ то}$$

$$q_т = q_т^c \frac{\alpha_1}{\alpha_2} - q_1^н \left(\frac{\alpha_1}{\alpha_2} - 1 \right) = 2,83 \cdot \frac{0,091}{0,04} - 2,5\left(\frac{0,091}{0,04} - 1\right) =$$

$= 3,25$ кПа.

По графику рис.9 $\beta_1 = 0,106$; $\beta_2 = 0,029$. Согласно СНиП $E = 0,85 E_б = 0,85 \cdot 19000 = 16200$ МПа. Момент инерции как для бетонного сечения на 1 м длины $J_п = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 10^3}{42} =$ $= 8330 см^4$. По формуле (3.8) при $c = 1$ и $q_3^н = q_т - q_1^н$

$$f_т = \frac{c b \cdot \ell_1^4}{12E \cdot J_п} \cdot \left[\beta_1 q_1^н + \beta_2 \left(q_т - q_1^н \right) \right] = \frac{1,100,313^4}{12.16200.8330}$$

$$\left[0,106 \cdot 2,5 + 0,029(3,25 - 2,5) \right] \cdot 10^{-3} = 0,17 \text{ см.}$$

По формулам (3.13)–(3.18): $\eta = \frac{h_{01}}{h_{01} - 0,7} = \frac{8,7}{8,7 - 0,7} = 1,088;$

$$\frac{1}{\rho_{nII}} = \frac{0,9 R_{a1 II}}{h_{01} E_{a1}} \left(1 + \frac{2,2 \mu_п}{\xi_т}\right) \eta = \frac{0,9 \cdot 400}{8,7.2 \cdot 10^5} \left(1 + \frac{2,2.0,0126}{0,136}\right) \cdot 1,088 =$$

$= 27,12 \cdot 10^{-5}$ 1/см; $q_{nII} = \frac{R_{a1II}}{R_{a1}} \cdot q_{нес} = \frac{400}{360} \cdot 5,81 = 6,46$ кПа;

$$K_3 = \frac{\alpha_3 \left(q_{nII} - q_1^н \right)}{\alpha_2 q_{nII} + (\alpha_1 - \alpha_2) q_1^н} = \frac{0,08(6,46 - 2,5)}{0,04 \cdot 6,46 + (0,091 - 0,04) 2,5} = 0,827;$$

$K_c = 1 + 0,2(\lambda - 1) = 1 + 0,2(1,80 - 1) = 1,16;$

$f_{n\text{II}} = \frac{0,141}{1+K_3} \cdot \frac{1}{\rho_{n\text{II}}} \cdot l_1^2 K_c = \frac{0,141}{1+0,827} \cdot 27,12 \cdot 10^{-5} \cdot 313^2 \cdot 1,16 =$

$= 2,48$ см; т.к. $q^{н}_{дл} > q_{н}$, то по формуле (3.9)

$f = C \cdot \left[f_т + (f_{n\text{II}} - f_т) \frac{q_{дл} - q_т}{q_{n\text{II}} - q_т} \right] \gamma_n = 2 \left[0,17 + (2,48 - 0,17 \cdot \right.$

$\left. \cdot \frac{3,7-3,25}{6,46-3,25} \right] \cdot 0,95 = 0,94$ см; $\frac{f}{l_1} = \frac{0,94}{313} = \frac{1}{333} < \frac{1}{200}$;

жесткость обеспечена.

7. Проверка раскрытия трещин. По формуле (3.23) при

$f_{ai} = f_{a1}$; $\sigma_{ат} = \frac{M_т}{f h_{01}(1-0,5\xi_т) \cdot f_{a1}} =$

$= \frac{2,52 \cdot 10^3}{100 \cdot 8,7(1-0,5 \cdot 0,136) \cdot 0,0141} = 220,4$ МПа. По формуле

(3.21) $\sigma_a = \sigma_{ат} + (R_{a1\text{II}} - \sigma_{ат}) \frac{q^{т}_{дл} - q_т}{q_{n\text{II}} - q_т} =$

$= 220,4 + (400-220,4) \cdot \frac{3,7-3,25}{6,46-3,25} = 245,7$ МПа. По формуле (138)

СНиП $a_т = K C_д \eta \frac{\sigma_a}{Ea} 20 (3,5-100\mu) \sqrt[3]{d_1} \cdot \gamma_n = 1 \cdot 1,5 \cdot \frac{245,7}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot$

$(3,5-100 \cdot 0,0016) \sqrt[3]{6} \cdot 0,95 = 0,021$ мм $< [a_{т\,дл}] = 0,3$ мм;

трещиностойкость обеспечена.

Пример 2. Требуется определить расчетное армирование, проверить прочность, прогиб и раскрытие трещин опертой по контуру плиты перекрытия для конструктивной ячейки 3,6х6 м. Плита сплошного сечения толщиной 12 см защемлена на опорах стенами в платформенных стыках; защемление учитывается только при расчете по предельным состояниям второй группы. Нагрузки равномерно распределены по площади. Армирование в направлении l_1 неравномерное – с концентрацией у центра согласно рис.14,а; в направлении l_2 – равномерное.

1. Исходные данные. Расчетные пролеты (см): $l_1 = 353$; $l_2 = 593$; отношение пролетов $\lambda = l_2 / l_1 = 593/353 = 1,68$. Бе-

тон тяжелый марки 200, подвергаемый тепловой обработке пропариванием, с расчетными характеристиками (МПа): $R_{пр}$ = 7,5 (при $m_{б1}$ = 0.85); $R_{пр\,II}$ = 11,5; $R_{р\,II}$ = 1,15; $E_б$ = 21500.

Арматура вдоль пролета l_1 из стали класса А-III диаметром d_1 = 6–8 мм с расчетными характеристиками (МПа): R_{a1} = 360; $R_{a1\,II}$ = 400; E_{a1} = 2.10^5; арматура вдоль пролета l_2 из проволоки класса Вр-I диаметром d_2 = 5 мм с расчетными характеристиками (МПа): R_{a2} = 355; E_{a2} = 2.10^5, защитный слой бетона до нижнего слоя арматуры 1,5 см. Армирование в направлении l_1 неравномерное, по рис.14,а, с коэффициентом концентрации φ = 2; армирование в направлении l_2 равномерное.

Нормативные нагрузки (кПа): от собственной массы $g^н_с$ = 3; от конструкций пола и перегородок, прикладываемая после защемления перекрытий стенами, $q^н_2$ = 1,9 (в т.ч. засыпка 6 см – 48, ПОРП 6 см – 0,78; линолеум – 0,07; перегородки – 0,55); временная $p^н$ = 1,5, в т.ч. длительная $p^н_{дл}$ = 0,3).

2. Сочетания нагрузок по аналогии с примером 1 (кПа): расчетная $q \approx 7{,}5$; нормативные: $q^н_1$ = 3; $q^н_2$ = 3,4; $q^н_3$ = 2,2; $q^н$ = = 6,4; $q^н_{дл}$ = 5,2.

3. Подбор рабочей арматуры по условию прочности. Плита рассматривается как свободно опертая с закрепленными от подъема углами. Рабочие высоты: h_{01} = 10,1 см; h_{02} = 9,5 см.

По рис.2 при λ = 1,68 коэффициент m = 0,43 · $\frac{360}{375}$ = 0,41; по рис.3,б при γ = 29,4 коэффициент $K_п$ = 0,86.

По формулам (2.1), (2.2): $F_{a1} = \frac{(3\lambda - 1)\lambda \cdot q l_1^3 \cdot K_п}{23\,(\lambda + m) R_{a1} \cdot h_{01}}$ =

$$= \frac{(3.1{,}68-1)1{,}68.7{,}5.10^{-3}.353^3.0{,}86}{23(1{,}68+0{,}41)360.10{,}1} = 11\ см^2;$$

$$F_{a2} = \frac{(3\lambda-1)\,m q l_1^3 K_п}{23(\lambda+m)R_{a2}h_{02}} = \frac{(3.1{,}68-1).0{,}41.7{,}5.10^{-3}.353^3.0{,}86}{23(1{,}68+0{,}41)375.9{,}5} = 3{,}5\,см^2.$$

По формулам (5.1), (5.2): $f_{a11} = \frac{\varphi F_{a1}}{[\varphi(\lambda-1)+1]\,l_1}$ =

$$= \frac{2{,}11}{[2(1{,}68-1)+1]\cdot 3{,}53} = 2{,}65\ см^2;$$

$$f_{a12} = \frac{f_{ан}}{\varphi} = \frac{2{,}65}{2} = 1{,}32\ см^2;\quad f_{a2} = \frac{F_{a2}}{l_1} = \frac{3{,}5}{3{,}53} = 0{,}99\ см^2.$$

Принимается f_{a11} = 5ø8 A-III = 2,51 см^2;

f_{a12} = 5ø6 A-III = 1,41 см^2;

f_{a2} = 5ø5 Вр-I = 0,93 см^2.

$F_{a11} = f_{a11}(l_2 - l_1) = 2,51(5,93-3,53) = 6,02$ см^2;

$F_{a12} = f_{a12}\, l_1 = 1,41 \cdot 3,53 = 4,98$ см^2;

$F_{a1} = F_{a11} + F_{a12} = 6,02+4,98 = 11$ см^2;

$F_{a2} = f_{a2} \cdot l_1 = 0,93 \cdot 3,53 = 3,46$ см^2.

4. Проверка прочности. По формулам (2.16)-(2.20):

$$M = \frac{1}{200}\left(\frac{f_{a12}}{h_{01}} + \frac{f_{a2}}{h_{02}}\right) = \frac{1}{200}\left(\frac{1,41}{10,1} + \frac{0,93}{9,5}\right) = 0,00119;$$

$$\xi_T = 0,1+0,5\, M \frac{R_{a1}}{R_{пр}} = 0,1+0,5 \cdot 0,00119 \cdot \frac{360}{7,5} = 0,1286;$$

$$n = \frac{E_{a1}}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^5}{21500} = 9,3;$$

$$\frac{1}{\rho_п} = \frac{K_1 R_{a1}}{h_{01} E_{a1}}\left(1 + \frac{K_2 M \cdot n}{\xi_T}\right) = \frac{2 \cdot 360}{10,1 \cdot 2 \cdot 10^5}\left(1 + \frac{1,1 \cdot 0,00119 \cdot 9,3}{0,1286}\right) =$$

$= 39,1 \cdot 10^{-5}$ 1/см;

$$f_п = 0,141 \cdot \frac{1}{\rho_п} \cdot l_1^2 = 0,141 \cdot 39,1 \cdot 10^{-5} \cdot 353^2 = 6,8 \text{ см};$$

по формулам (2.23)-(2,27):

$$\Sigma N_{ai} = R_{a1} F_{a1} + R_{a2} F_{a2} = 360,11+355,3,46) \cdot 10^{-1} = 518,7 \text{ кН};$$

$$A = \frac{\Sigma N_{ai}}{R_{пр} \cdot l_1} = \frac{518,7 \cdot 10^1}{7,5 \cdot 353} = 1,96 \text{ см};$$

$$B = \lambda - 1,5\lambda + 3 = 1,82^2 + 1,5 \cdot 1,68 + 3 = 3,3;$$

$$X_1 = (\lambda - 1,5)A/B = (1,68-1,5) \cdot 1,96/3,3 = 0,11 \text{ см};$$

$$X_2 = 3A/B = 3 \cdot 1,96/3,3 = 1,78 \text{ см};$$

$$x = \frac{5,24(2f_n+X_1)X_1+(f_n+X_1+X_2)X_2}{3(3,83X_1+X_2)} + \frac{5,24(2,6,8+0,11).0,11}{3(3,83.0,11+1,78)} +$$

$$+ \frac{(6,8+0,11+1,78).1,78}{3(3,83.0,11+1,78)} = 3,57 \text{ см; по формулам (2.13)-(2.15):}$$

$$z_1 = h_{01} + f_n - x = 10,1+6,8-3,57 = 13,33 \text{ см;}$$

$$z_{12} = h_{01} + \frac{f_n}{2} - x = 10,1+0,5.6,8-3,57 = 9,93 \text{ см;}$$

$$z_2 = h_{02} + 0,5f_n - x = 9,5+0,5.6,8-3,57 = 9,33 \text{ см; по форму-}$$

лам (2.10)-(2.12):

$$\bar{\bar{M}}_1 = R_{a1} F_{a11} \cdot z_1 = 360 \cdot 6,02 \cdot 13,33 \cdot 10^{-3} = 28,91 \text{ кНм;}$$

$$\bar{\bar{M}}_2 = R_{a1} F_{a12} \cdot z_{12} + R_{a2} F_{a2} \cdot z_2 = (360 \cdot 4,98 \cdot 9,93 + 355 \cdot 3,46 \cdot 9,33) \cdot$$

$\cdot 10^{-3} = 29,25$ кНм;

$$q_{\text{нес.}} = \frac{24(\bar{\bar{M}}_1+\bar{\bar{M}}_2)}{l_1^2(3l_2-l_1)} = \frac{24(28,91+29,25)}{3,53^2(3.5,93-3,53)} = 7,9 \text{ кПа;}$$

$q_{\text{нес.}} / f_n = 7,9/0,95 = 8,3 > q = 7,5$ кПа; прочность обеспечена.

5. Проверка трещинообразования.

По графику рис.7 $\alpha_1 = 0,0865$; $\alpha_2 = 0,0385$; $\alpha_3 = 0,0785$.
По формулам (3.5), (3.6):

$$M_c^н = (\alpha_1 q_1^н + \alpha_2 q_2^н) b l_1^2 = (0,0865.3+0,0385.3,5).1.353^2 = 4,91 \text{ кНм;}$$

$$M_{оп}^н = K_{оп} \alpha_3 \cdot q_2^н b \cdot l_1^2 = 1,1.0,0785.3,5.1.3,53^2 = 3,77 \text{ кНм.}$$ Максимальный коэффициент армирования (в сечении I-I)

$$\mu_{(1)} = \frac{f_{a11}}{100 h_{01}} = \frac{2,51}{100.10,1} = 0,00248; \text{ так как } \mu_{(1)} < 0,01,$$

то согласно п.4.3 "Руководства"[27] величина $M_т$ определяется как для бетонного сечения при $N_{ус.} = 0$ и $P_а = 0$. Тогда

$$J_п = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 12^3}{12} = 14400 \text{ см}^4;$$

$$W_o = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 12^2}{6} = 2400 \text{ см}^3; \text{ по формулам (234), (222):}$$

$$W_т = \gamma W_o = 1{,}75 \cdot 2400 = 4200 \text{ см}^3;$$

$$M_т = R_{p\,II} \cdot W_т = 1{,}16 \cdot 4200 \cdot 10^{-3} = 4{,}83 \text{ кНм.}$$

Так как $M^н > M_т$, то трещины в пролете образуются; так как $M^н_{оп} < M^с_т$, то трещины у опор не образуются.

6. Проверка прогиба. По формулам (3.11), (3.12):

$$q^с_т = \frac{M_т}{\alpha_1 \cdot b \cdot l_1^2} = \frac{4{,}83}{0{,}0865 \cdot 1 \cdot 3{,}53^2} = 4{,}48 \text{ кПа; так как } q^с_т > q^н_1,$$

то $q_т = q^с_т \cdot \frac{\alpha_1}{\alpha_2} - q^н_1 \left(\frac{\alpha_1}{\alpha_2} - 1 \right) = 4{,}48 \cdot \frac{0{,}0865}{0{,}0385} - 3 \left(\frac{0{,}0865}{0{,}0385} - 1 \right) = 6{,}33$ кПа.

По графику рис.9 $\beta_1 = 0{,}0995$; $\beta_2 = 0{,}0275$.

$E = 0{,}85\ E_б = 0{,}85 \cdot 21500 = 18300$ мПа. По формуле (3.8) при $C = 1$ и $q^н_3 = q_т - q^н_1$

$$f_т = \frac{C\, b \cdot l_1^4}{12 E J_п} \left[\beta_1 q^н_1 + \beta_2 (q_т - q^н_1) \right] =$$

$$= \frac{1 \cdot 100 \cdot 353^4}{12 \cdot 18300 \cdot 14400} \left[0{,}0995 \cdot 3 + 0{,}0275 (6{,}33 - 3) \right] \cdot 10^{-3} = 0{,}19 \text{ см.}$$

По формулам (3.13)–(3.18): $\eta = \frac{h_{01}}{h_{01} - 0{,}7} = \frac{10{,}1}{10{,}1 - 0{,}7} = 1{,}073;$

$$\frac{1}{\rho_{n\,II}} = \frac{0{,}9\ R_{a1\,II}}{h_{01} E_{a1}} \left(1 + \frac{2{,}2\ \mu n}{\xi}\right) \cdot \eta = \frac{0{,}9 \cdot 400}{10{,}1 \cdot 2 \cdot 10^{-5}} \cdot$$

$$\cdot \left(1 + \frac{(2{,}2{,}0{,}00145 \cdot 9{,}3)}{0{,}1342}\right) \cdot 1{,}073 = 23{,}63 \cdot 10^{-5}\ 1/\text{см};$$

$$q_{n\,II} = \frac{R_{a1\,II}}{R_{a1}} \cdot q_{нес} = \frac{400}{360} \cdot 7{,}9 = 8{,}78\ \text{кПа};$$

$$K_3 = \frac{\alpha_3 (q_{n\,II} - q_1^н)}{\alpha_2 q_{n\,II} + (\alpha_1 - \alpha_2) q_1^н} = \frac{0{,}0785\ (8{,}78 - 3)}{0{,}0385 \cdot 8{,}78 + (0{,}0865 - 0{,}0385) \cdot 3} = 0{,}941;$$

$$f_{n\,II} = \frac{0{,}141}{1 + K_3} \cdot \frac{1}{\rho_{n\,II}} \cdot l_1^2 = \frac{0{,}141}{1 + 0{,}941} \cdot 23{,}63 \cdot 10^{-5} \cdot 353^2 = 2{,}14\ \text{см}.$$

Т.к. $q_{дл}^н < q_т$, то по формуле (3.11)

$$f = C \left[f_т + (f_{n\,II} - f_т) \frac{q^н - q_т}{q_{n\,II} - q_т} \right] \cdot \frac{q_{дл}^н}{q^н} \cdot f_п =$$

$$= 2 \cdot \left[0{,}19 + (2{,}14 - 0{,}19) \frac{6{,}5 - 6{,}33}{8{,}78 - 6{,}33} \right] \cdot \frac{5{,}5}{6{,}5} \cdot 0{,}95 = 0{,}53\ \text{см};$$

$$\frac{f}{l_1} = \frac{0{,}53}{353} = \frac{1}{665} < \frac{1}{200}.$$ Жесткость обеспечена.

7. Проверка ширины раскрытия трещин. а) В центре плиты. По формуле (3.23) при $f_{ai} = f_{au}$; $\sigma_{at} = \frac{M_т}{b \cdot h_{01} (1 - 0{,}5 \xi_т) \cdot f_{au}} =$

$$= \frac{4{,}83 \cdot 10^3}{100 \cdot 10{,}1 (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}1286) \cdot 0{,}0251} = 199{,}1\ \text{МПа};$$ по формуле (3.22)

$$\sigma_a = \left[\sigma_{at} + (R_{a1\,II} - \sigma_{at}) \frac{q^н - q_т}{q_{n\,II} - q_т} \right] \cdot \frac{q_{дл}^н}{q^н} =$$

$= \left[199{,}1+(400-199{,}1)\ \frac{6{,}5-6{,}33}{8{,}78-6{,}33}\right] \cdot \frac{5{,}5}{6{,}5} = 180{,}2$ МПа; по формуле (138) СНиП

$$a_т = к с_д\ \eta \frac{\sigma_a}{E_a} \cdot 20(3{,}5-100\ \mu_{(1)}) \sqrt[3]{d} \cdot \int_n = 1.1{,}5. \frac{180{,}2}{2.10^5} \cdot 20 \cdot$$

$\cdot (3{,}5-100.0{,}00248) \sqrt[3]{8} \cdot 0{,}95 = 0{,}166$ мм $< \left[a_{т.дл.}\right] = 0{,}3$ мм.

б) В точках Е и F. По формуле (3.23) при $\phi_{ai} = \phi_{a12}$;

$$\sigma_{aт} = \frac{4{,}83 \cdot 10^3}{100.10{,}1(1-0{,}5.0{,}1286) \cdot 0{,}0141} = 362 \text{ МПа};$$

по формуле (3.22)

$$\sigma_a = \left[362+(400-362) \cdot \frac{6{,}5-6{,}33}{8{,}78-6{,}33}\right] \cdot \frac{5{,}5}{6{,}5} = 308 \text{ МПа};$$ по формулам (3.24), (3.25): $K_{гр} = 1-0{,}2(\lambda - 1)=1-0{,}2(1{,}68-1) = 0{,}864$;

$\sigma_{a(гр)} = K_{гр} \cdot \sigma_a = 0{,}864 \cdot 308 = 266{,}5$ МПа; по формуле (138) СНиП при $\sigma_a = \sigma_{a(гр)}$ и $d = 6$ мм; $a_т = 1.1{,}5.1. \frac{266{,}5}{2.10^5}$

$\cdot 20 \cdot (3{,}5-100.0{,}00119) \sqrt[3]{6} \cdot 0{,}95 = 0{,}234$ мм $< \left[a_{т.дл.}\right] = 0{,}3$ мм.

Таким образом, условие ограничения ширины раскрытия трещин соблюдено для обоих расчетных мест.

Пример 3. По данным примера 2 определить расчетное армирование плиты перекрытия с учетом конструктивных контурных связей. Плита располагается на первом этаже 12-этажного жилого дома. Учитываются гибкие стальные связи по длинным сторонам плиты и защемление в платформенных стыках по всему контуру.

1. Исходные данные. В дополнение к примеру 2: напряжение в горизонтальном шве платформенного стыка $\sigma_0 = 1{,}8$ МПа; глубина площадок опирания перекрытия на стены $C_0 = 5$ см; гибкие связи по длинным сторонам 4ø10 класса А-I; $F_{ac} = 4ø10 = 3{,}14 \text{ см}^2$; $R_{ac} = 230$ МПа.

2. Подбор рабочей арматуры по условию прочности. Прочность связей по формулам (2.43), (2.44): гибких связей $N^г_{c1} = R_{ac} F_{ac} =$ $= 230.3{,}14.10^{-1} = 72$ кН; платформенного стыка (при $b = l_2$)

$N^{п}_{с1} = б_{о} l_{2} C_{о} l_{тр}$ = 1,8.593.0,6.10^{-1} = 286 кН. Предельное усилие в арматуре F_{a1} по данным примера 1: $N_{a1} = R_{a1}F_{a1}$ = = 360.11.10^{-1} = 396 кН. Суммарная относительная прочность связей по формуле (2.45):

$n_{с1} = \frac{N^{г}_{с1} + N^{п}_{с1}}{N_{a1}} = \frac{72+286}{396}$ = 0,903. Коэффициенты $K_{пi}$ по рис.3,а и 5,а при γ = 29,4: $K_{по}$ = 0,86; $K_{п1}$ = 0,81; по формуле (2.37) $K_{п} = K_{по} - n_{с1}(K_{по} - K_{п1})$ = 0,86–0,903(0,86–0,81) = = 0,815. По формулам (2.1), (2.2):

$$F_{a1} = \frac{(3\lambda - 1)\cdot \lambda\, q l_1^3 K_п}{23\,(\lambda + m) R_{a1} h_{01}} = \frac{(3.1{,}68\ 1)1{,}68.7{,}5.10^{-3}.353^3.0{,}815}{23(1{,}68+0{,}41)\cdot 360\cdot 10{,}1} =$$

= 10,42 см^2;

$$F_{a2} = \frac{(3\lambda-1)\ m q l_1^3 K_п}{23(\lambda+m) R_{a2}\ h_{02}} = \frac{(3.1{,}68-1)\cdot 0{,}41\ 7{,}5\cdot 10^{-3}\cdot 353^3\cdot 0{,}815}{23(1{,}68+0{,}41)\cdot 375\cdot 9{,}5} =$$

= 3,32 см^2.

Пример 4. Требуется определить расчетное армирование, проверить прочность, прогиб и раскрытие трещин опертой по трем сторонам (одной длинной и двум коротким) преднапряженной плиты перекрытия размерами 5,98х3,28 м, толщиной 16 см сплошного сечения. Толщина внутренних стен 16 см, глубина площадок опирания на внутренние стены 7 см, на наружную 9 см. Плита защемлена на опорах стенами в платформенных стыках, защемление учитывается только при расчете по предельным состояниям второй группы. Влияние конструктивных контурных связей в плоскости плиты не учитывается. Нагрузка равномерно распределенная по площади.

1. Исходные данные. Расчетные пролеты (см): l_1 = 591, l_2 = = 325; $\lambda = l_2/l_1$ = 0,55. Бетон тяжелый марки 250, подвергаемый тепловой обработке пропариванием, с расчетными характеристиками (МПа): $R_{пр}$ = 9,5 (при $m_{б1}$ = 0,85); $R_{прII}$ = 14,5; $R_{рII}$ = = 1,3; $E_б$ = 24000. Напрягаемая арматура, параллельная свободному краю, из стали класса А-IУ диаметром $d_{н1}$ = 10 мм, с концентрацией у свободного края; ненапрягаемая арматура обоих на-

правлений из стали класса А-III диаметром $d_1 = d_2 = 6$ мм, с равномерными по длине и ширине шагами. Защитный слой бетона до низа арматуры короткого направления (параллельной пролету l_2) $a_1 = 1{,}5$ см. Расчетные характеристики арматуры (МПа): $R_{н1} = 500$; $R_{a1} = R_{a2} = 360$; $R_{нIII} = 600$; $R_{aIII} = 400$; $E_a = 2 \cdot 10^5$.

Нормативные нагрузки (кПа): от собственной массы $g_c^н = 4$; от перегородок $g_1^н = 2{,}1$; от конструкций пола $g_2^н = 0{,}2$; временная $p^н = 1{,}5$, в т.ч. длительная $p_{дл}^н = 0{,}3$.

2. Сочетания нагрузок (кПа). Расчетная $q = (g_c^н + g_1^н)1{,}1 + (g_2^н + p^н)1{,}3 = (4+2{,}1)1{,}1 + (0{,}2+1{,}5)1{,}3 = 8{,}9$; для проверки трещинообразования: $q_1^н = g_c^н + g_1^н = 4+2{,}1 = 6{,}1$; $q_2^н = g_2^н + p^н = 0{,}2+1{,}5 = 1{,}7$; для проверки прогибов: $q_1^н = 6{,}1$; $q_3^н = g_2^н + p_{дл}^н = 0{,}2+0{,}3 = 0{,}5$; $q^н = q_1^н + q_2^н = 6{,}1+1{,}7 = 7{,}8$; $q_{дл}^н = q_1^н + q_3^н = 6{,}1+0{,}5 = 6{,}6$.

3. Подбор рабочей арматуры по условию прочности. Плита при расчете прочности рассматривается как свободно опертая с закрепленными от подъема углами. Рабочие высоты (см): $h_{01} = 12{,}9$; $h_{02} = 14{,}1$. По рис.2 при $\lambda = 0{,}55$ коэффициент $m = 0{,}46$; по формуле (4.1), задаваясь отношением напрягаемой и ненапрягаемой арматуры $m_{н1} = 2$,

$$R_{aIэ} = \frac{m_{н1} \cdot R_{н1} + R_{a1}}{m_{н1} + 1} = \frac{2.500+360}{2+1} = 453 \text{ МПа}; \quad \text{тогда}$$

$$m_э = m \cdot \frac{R_{aIэ}}{R_{a2}} = 0{,}46 \cdot \frac{453}{360} = 0{,}58. \quad \text{По формуле (4.2)}$$

$K_\theta = 1{,}15-0{,}15\lambda = 1{,}15-0{,}15 \cdot 0{,}55 = 1{,}07$. По формуле (32) СНиП при $\xi / \xi_2 \approx 0{,}5$; $m_{a4} = \bar{m}_{a4} - (\bar{m}_{a4}-1)\xi / \xi_R = 1{,}2-(1{,}2-1) \cdot 0{,}5 = 1{,}1$; коэффициенты $K_п = 1$ и $K_a = 1$ (согласно п.2.3). По формулам (2.3), (2.4):

$$F_{aIэ} = \frac{(6\lambda-1)\lambda \cdot q l_1^s \cdot K_\theta}{23(2\lambda+m_э)R_{aIэ} \cdot h_{01} \cdot m_{a4}} = \frac{(6 \cdot 0{,}55-1)0{,}55 \cdot 8{,}9 \cdot 10^{-3} 591^3 \cdot 1{,}07}{23(2 \cdot 0{,}55+0{,}58)453 \cdot 12{,}9 \cdot 1{,}1} =$$

$= 10{,}02$ см^2;

$$F_{a2} = \frac{(6\lambda - 1)\cdot m_э q l_1^3 K_\Theta}{23(2\lambda + m_э)R_{a2} h_{02}} = \frac{(6.0{,}55-1).0{,}58.8.9.10^{-3}.591^3.1{,}07}{23(2.0{,}55+0{,}58)360.14{,}1} =$$

$= 13{,}37$ см^2; принимаем $F_{a1} = F_н + F_{a1} =$ 6ø12 А-1У+12ø6 А-III (шаг 300 мм) $= 6{,}79+3{,}4 = 10{,}19$ см^2 (средний шаг 180 мм); $F_{a2} =$ 4ø16 А-III $= 11{,}61$ см^2 (шаг 150 мм).

4. Проверка прочности. По таблице 25 [28] $\xi_R = 0{,}63$; по формулам (24)-(26) [28]: $X_1 = \frac{R_{н1}F_{н1} + R_{a1}F_{a1}}{R_{пр} l_2} =$

$= \frac{500.6{,}79+360.3{,}4}{9{,}5.325} = 1{,}5$ см; $\xi = \frac{X_1}{h_{01}} = \frac{1{,}5}{12{,}9} = 0{,}116$;

$m_{a4} = \overline{m}_{a4} - (\overline{m}_{a4} - 1)\,\xi / \xi_R = 1{,}2-(1{,}2-1).0{,}116/0{,}63 = 1{,}163$;

$$X_1 = \frac{m_{a4} R_{н1} F_{н1} + R_{a1} F_{a1}}{R_{пр} l_2} = \frac{1{,}163.500.6{,}79+360.3{,}4}{9{,}5.325} = 1{,}678 \text{ см};$$

$\overline{M}_1 = R_{пр} l_2 X_1 (h_{01} - 0{,}5X_1) = 9{,}5.325.1{,}678(12{,}9-0{,}5.1{,}678).10^{-3} =$

$= 62{,}48$ кНм. По формулам (2.30), (2.32):

$X_2 = \frac{R_{a2}F_{a2}}{R_{пр} l_1} = \frac{360.11{,}61}{9{,}5.591} = 0{,}74$ см; $\overline{M}_2 = R_{a2}F_{a2}(h_{02} - 0{,}5X_2) =$

$360.11{,}61(14{,}1-0{,}5.0{,}74)10^{-3} = 57{,}39$ кНм. По формулам (4.5), (4.6):

$$m_н = \frac{1}{1+R_{нII}F_{н1}/R_{pII} l_2 h} = \frac{1}{1+600.6{,}79/1{,}3.325.16} = 0{,}63;$$

$$tg\theta = \frac{2\lambda}{\sqrt{m_н(12\lambda^2 + m_н)} - m_н} = \frac{2.0{,}55}{\sqrt{0{,}63(12.0{,}55^2+0{,}63)}-0{,}63} = 1{,}09.$$

По формуле (4.3)

$$q_{нес.} = \frac{24(2\overline{M}_1 + \overline{M}_2 tg\theta)\,tg\theta}{l_1^2(6l_2 tg\theta - l_1)} = \frac{24(2.62{,}48+57{,}39.1{,}09}{5{,}91^2(6.3{,}25.1{,}09-5{,}91)} =$$

$= 9{,}67$ кПа $> q = 8{,}9$ кПа; прочность обеспечена.

5. Проверка трещинообразования. По графику рис.8 $\alpha_1 = 0{,}068$; $\alpha_2 = 0{,}03$; $\alpha_3 = 0{,}076$. По формулам (3.5), (3.6): $M_c^н = (\alpha_1 q_1^н + \alpha_2 q_2^н)\, b l_1^2 = (0{,}068 \cdot 6{,}1 + 0{,}03 \cdot 1{,}7) \cdot 1{,}5 \cdot 91^2 = 16{,}27$ кНм;

$M_{оп}^н = K_{оп}\, \alpha_3\, q_{1/2}^н\, b\, l_1^2 = 1{,}1 \cdot 0{,}076 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}5 \cdot 91^2 = 4{,}97$ кНм.

Геометрические характеристики сечения I–I ($b = 1$ м).

$\mu_{a1} = \frac{F_{a1}}{l_2} = \frac{10{,}19}{3{,}25} = 3{,}14$ см^2/м; $\frac{\mu_{a1}}{bh} = \frac{3{,}14}{100.16} = 0{,}002 < 0{,}008$,

поэтому согласно п.1.28 [28] арматуру не учитываем; $F_п = bh =$ $= 100.16 = 1600$ см^2; $J_п = \frac{bh^3}{12} = \frac{100.16^3}{12} = 34130$ см^4; $y_ц =$ $= h/2 = 16/2 = 8$ см; $y_o = y_ц = 8$ см; $e_{он} = h_{оі} - (h - y_ц) =$ $= 12{,}9 - (16 - 8) = 4{,}9$ см; $\mu_{н1} = \frac{F_{н1}}{l_2} = \frac{6{,}79}{3{,}25} = 2{,}09$ см^2/м.

Усилия обжатия. По формулам (5) и (3) [28] $\rho = 30 + \frac{360}{6} =$ $= 90$ МПа; $\sigma_o = R_{нII} - \rho = 600 - 90 = 510$ МПа.

Потери напряжений (МПа) по табл. 4(4) [28].

Первые потери $\sigma_1 = 0{,}03\ \sigma_o = 0{,}03 \cdot 510 = 15{,}3$;

$\sigma_2 = 12{,}5\, \Delta t = 1{,}25 \cdot 65 = 81$; $\sigma_1 + \sigma_2 = 15{,}3 + 81 = 96{,}3$;

$\sigma_{01} = \sigma_o - (\sigma_1 + \sigma_2) = 510 - 96{,}3 = 413{,}7$ МПа; $N_{01} = \sigma_{01} \mu_{н1} =$ $= 413{,}7 \cdot 2{,}09 = 864$ МПа.см^2 $= 86{,}4$ кН. По формуле (11) [28]

$$\sigma_{бн} = \frac{N_{01}}{F_п} + \frac{N_{01} e_{он} y_o}{J_п} - \frac{M_c^н \cdot y_o}{J_п} = \frac{864}{1600} + \frac{864.4{,}9.8}{34130} -$$

$$- \frac{16{,}27.10^3.8}{34130} = -2{,}28$$ МПа; так как $\sigma_{бн} < 0$ (растяжение), то

$\sigma_8 = 0$ и $\sigma_{01} = 413{,}7$ МПа.

Вторые потери. $\sigma_8 = 35$; $\sigma_9 = 0$; $\sigma_{02} = \sigma_{01} - \sigma_8 =$ $= 413{,}7 - 35 = 378{,}7$ МПа; $N_{02} = \sigma_{02} \cdot \mu_{н1} = 378{,}7 \cdot 2{,}09 =$ $= 791{,}5$ МПа.см^2 $= 79{,}2$ кН.

Моменты трещинообразования. $W^{н}_{о} = \frac{J_п}{y_ц} = \frac{34130}{8} = 4266\ см^3$; $W^{н}_{т} = 1{,}75.\ W^{н}_{о} = 1{,}75.4266 = 7466\ см^3$; $r_{у.в.} = 0{,}8\ \frac{W^{н}_{о}}{F_п} = 0{,}8\ \frac{4266}{1600} = 2{,}13$ см; $M_т = R_{рII} \cdot W^{н}_{т} + N_{02}(e_{он} + r_{у.в}) = \left[1{,}3.7466 + 791{,}5(4{,}9+2{,}13)\right] \cdot 10^{-3} = 15{,}27$ кНм; $M'_т = R_{рII} \cdot W'_т = 1{,}3.7466.10^{-3} = 9{,}71$ кНм.

Так как $M^{н}_{с} > M_т$, трещины в пролете образуются; так как $M^{н}_{оп} < M'_т$, трещины у опор не образуются.

6. Проверка прогиба. По формулам (3.11), (3.12):

$q^{с}_{т} = \frac{M_т}{\alpha_1 b l_1^2} = \frac{15{,}27}{0{,}068.1.5{,}91^2} = 4{,}85$ кПа; так как $q^{с}_{т} < q^{н}_{1}$, то $q_{т} = q^{с}_{т} = 4{,}85$ кПа. По графикам рис.10 $\beta_1 = 0{,}085$; $\beta_2 = 0{,}025$; $E = 0{,}85\ E_б = 0{,}85.24000 = 20400$ МПа. По формуле (3.8) при $C=1$, $q^{н}_{1} = q_т$ и $q^{н}_{3} = 0$ $f_т = \frac{1 \cdot b \cdot l_1^4}{12E J_п} \beta_1 \cdot q_т = \frac{1.100.591^4.0{,}085.4{,}85.10^{-3}}{12.20400.34130} = 0{,}6$ см.

Площади арматуры на 1 м сечений: $f_{н1} = \frac{F_{н1}}{l_2} = \frac{6{,}79}{3{,}25} = 2{,}09\ см^2$; $f_{a1} = \frac{F_{a1}}{l_2} = \frac{3{,}4}{3{,}25} = 1{,}05\ см^2$; $f_{a2} = \frac{F_{a2}}{l_1} = \frac{11{,}61}{5{,}91} = 1{,}96\ см^2$. По формуле (4.1) $R_{a1э\,II} = \frac{R_{н1II} \cdot f_{н1} + R_{a1II} \cdot f_{a1}}{f_{н1} + f_{a1}} = \frac{600.2{,}09+400.1{,}05}{3{,}14} = 539$ МПа. По формулам (3.14), (3.15):

$q_{нес.II} = \frac{R_{a1эII}}{R_{a1э}} \cdot q_{нес.} = \frac{533}{453} \cdot 9{,}69 = 11{,}41$ кПа;

$K_3 = \frac{\alpha_3(q_{пII} - q^{н}_{1})}{\alpha_2 q_{пII} + (\alpha_1 - \alpha_2) q^{н}_{1}} = \frac{0{,}076(11{,}41-6{,}1)}{0{,}03.11{,}41+(0{,}068-0{,}03).6{,}1} = 0{,}703.$

По формуле (4.14) $N_{12} = 0{,}5\Sigma_2 R_{ai\,II} f_{ai}$ = 0,5 600.2,09 + +400(1,05+1,96) = 1255 МПа.см = 125,5 кН;

$$\mu n = \frac{N_{12}}{R_{н\,II} b h_{01}} \cdot \frac{E_a}{E_б} = \frac{1255}{600.100.12{,}9} \cdot \frac{2.10^5}{24000} = 0{,}0135.$$

Предварительно принимаем $z_1 \approx 0{,}9\, h_{01} = 0{,}9.12{,}9 = 11{,}6$ см.

$M_3 = N_{12} z_1 = 125{,}5.11{,}6.10^{-2} = 14{,}57$ кНм; $N_c = 0{,}5 R_{н\,II} f_{н1} =$ $= 0{,}5.600.2{,}09.10^{-1} = 62{,}7$ кН. По формулам (159)-(163) СНиП:

$$e_{a.c.} = \frac{M_3}{N_c} = \frac{1457}{62{,}7} = 23{,}2 \text{ см}; \qquad L = \frac{M_3}{R_{пр\,II}\, b \cdot h_{01}^2} =$$

$$= \frac{14{,}57.10^3}{14{,}5.100.12{,}9^2} = 0{,}06; \qquad T = 0; \qquad j' = 0;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1+5L}{10\mu n}} + \frac{1{,}5}{11{,}5\,\frac{e_{a.c}}{h_{01}} - 5} = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1+5.0{,}006}{10.0{,}0135}} +$$

$$+ \frac{1{,}5}{11{,}5 \cdot \frac{23{,}2}{12{,}9} - 5} = 0{,}201.$$ По формуле (164) СНиП

$z_1 = h_{01}(1-0{,}53) = 12{,}9(1-0{,}5.0{,}201) = 11{,}6$ см, что совпало с предварительно принятым, перерасчета не требуется.

По формулам (3.16), (3.17): $\eta = \frac{h_{01}}{h_{01}-0{,}7} = \frac{12{,}9}{12{,}9-0{,}7} = 1{,}058;$

$$\frac{1}{\rho_{n\,II}} = \frac{R_{a\,1э\,II}}{2 h_{01} E_a}\left(1 + \frac{4\mu n}{\xi}\right)\eta = \frac{533}{2.12{,}9.2.10^5}\left(1 + \frac{4.0{,}0135}{0{,}201}\right) \cdot 1{,}058 =$$

$= 13{,}82.10^{-5}$ 1/см. По формулам (3.19), (3.13):

$$K_c = \frac{1}{1-\left(1-\frac{1}{2\lambda}\right)^n} = \frac{1}{1-\left(1-\frac{1}{2.0{,}55}\right)^3} = 1{,}001 \approx 1;$$

$$f_{п\,II} = \frac{0{,}141}{1+K_3} \cdot \frac{1}{\rho_{п\,II}} \cdot l_1^2 K_c = \frac{0{,}141}{1+0{,}703}\ 13{,}82.10^{-5}.591^2.1 = 4{,}01\text{см}.$$

Т.к. $q^{н}_{дл} > q_т$, то по формуле (3.9) $f = c\left[f_т + (f_{п\,II} - f_т)\frac{q^{н}_{дл} - q_т}{q_{п\,II} - q_т}\right] \cdot f_п =$

$= 2\left[0{,}6 + (4{,}01-0{,}6)\ \frac{6{,}6-4{,}85}{11{,}41-4{,}85}\right] \cdot 0{,}95 = 2{,}87$ см;

$\frac{f}{l_1} = \frac{2{,}87}{591} = \frac{1}{206} < \left[\frac{f}{l_1}\right] = \frac{1}{200}$; жесткость обеспечена.

7. Проверка ширины раскрытия трещин

Сечение I-I в середине свободного края: из п.5 имеем $M_т$ = = 1527 кНм; N_{02} = 79,1 кН; из п.6 z_1 = 11,6 см. По формуле (226) [28]

$$\sigma_{ат} = \frac{M_т - N_{02}(z_1 + e_{ан})}{(f_{н1} + f_{а1})\, z_1} = \frac{1527-79{,}2(11{,}6+0)\ .10^1}{(2{,}09+1{,}05).11{,}6} =$$

$= 163{,}3$ МПа. По формуле (3.21) $\sigma_а = \sigma_{ат} + (R_{а1э\,II} - \sigma_{ат})$

$\frac{q^{н}_{дл} - q_т}{q_{п\,II} - q_т} = 163{,}3 + (533-163{,}3) \cdot \frac{6{,}8-4{,}85}{11{,}26-4{,}85} = 275{,}5$ МПа. По формулам (215)-(217) [28]: $\bar{\mu} = \frac{f_{п1} + f_{а1}}{b h_{01}} = \frac{2{,}09+1{,}05}{100.12{,}9} =$

$= 0{,}00243$; $d = \frac{n_{н1}\, d^2_{н1} + n_1\, d^2_1}{n_{н1}\, d_{н1} + n_1\, d_1} = \frac{6.12^2+12{,}6^2}{6.12+12{,}6} = 9$ мм;

$$a_т = к c_g\, \eta\, \frac{\sigma_а}{Ea} \cdot 20(3{,}5-100\mu)\sqrt[3]{d} \cdot f_п = 1.1{,}5.1.\frac{275{,}5}{2.10^5} \cdot 20 \cdot$$

$(3{,}5-100.0{,}00243)\ \sqrt[3]{9} \cdot 0{,}95 = 0{,}277$ мм $< \left[a_{т.дл.}\right] = 0{,}3$ мм.

Условие ограничения раскрытия трещин выполнено. Так как концентрация у свободного края предусматривается только для напрягаемой арматуры, то в остальных сечениях содержание арматуры по сравнению со средним снижается мало при одновременном

снижении усилий; в связи с этим в остальных сечениях раскрытие трещин не проверяем.

Пример 5. Требуется определить расчетное армирование, проверить прогиб и раскрытие трещин опертой по трем сторонам (одной длинной и двум коротким) плиты перекрытия размерами 5,98 х х3,28 м, толщиной 16 см сплошного сечения. Плита защемлена на опорах стенами в платформенных стыках; толщина внутренних стен 16 см; глубина площадок опирания на внутренние стены 7 см, на наружную 9 см. Защемление учитывается только при расчете по предельным состояниям второй группы. Влияние конструктивных контурных связей в плоскости плиты не учитывается. Нагрузка равномерно распределенная по площади.

1. Исходные данные. Расчетные пролеты (см): $l_1 = 591$; $l_2 = 325$; $\lambda = l_2 / l_1 = 0{,}55$. Бетон тяжелый марки 300, подвергаемый тепловой обработке пропариванием, с расчетными характеристиками (МПа): $R_{пр} = 11{,}5$ (при $m_{\delta_1} = 0{,}85$); $R_{пр\,II} = 17$; $R_{р\,II} = 1{,}5$; $E_б = 26000$. Рабочая арматура обоих направлений из стали класса A-III: вдоль пролета l_1 (параллельно свободному краю) диаметром $d_1 = 12$ мм; вдоль пролета l_2 диаметром $d_2 = 8$ мм. Армирование в направлении l_1 с концентрацией у свободного края на ширине $l_2 - 0{,}5 = 30$ см, в направлении l_2 – равномерное. Защитный слой бетона до нижнего слоя арматуры $a_1 = 1{,}5$ см. Расчетные характеристики арматуры (МПа): $R_{a1} = 375$; $R_{a2} = 360$; $R_{a1\,II} = R_{a2\,II} = 400$; $E_a = 2.10^5$.

Нормативные нагрузки (кПа): от собственной массы $g^н_с = 4$; от перегородок $g^н_1 = 2{,}1$; от конструкций пола $g^н_2 = 0{,}2$; временная $p^н = 1{,}5$, в т.ч. длительная $p^н_{дл} = 0{,}3$.

2. Сочетания нагрузок (кПа). Расчетная $q = (g^н_с + g^н_1) \cdot 1{,}1 + (g^н_2 + p^н) \cdot 1{,}3 = (4+2{,}1)1{,}1 + (0{,}2+1{,}5)1{,}3 = 8{,}9$; для проверки трещинообразования: $q^н_1 = g^н_с + g^н_1 = 4+2{,}1 = 6{,}1$; $q^н_2 = g^н_2 + p^н = 0{,}2+1{,}5 = 1{,}7$; для проверки прогибов и раскрытия трещин:

$q^н_1 = 6{,}1$; $q^н_3 = g^н_2 + p^н_{дл} = 0{,}2+0{,}3 = 0{,}5$; $q^н = q^н_1 + q^н_2 = 6{,}1+1{,}7 = 7{,}8$; $q^н_{дл} = q^н_1 + q^н_3 = 6{,}1+0{,}5 = 6{,}6$.

3. Подбор рабочей арматуры по условию прочности. Рабочие высоты: $h_{01} = 13{,}9$ см; $h_{02} = 12{,}9$ см. По рис.2 при $\lambda = 0{,}55$ коэффициент $m = 0{,}46$, принимаем (со снижением в пределах до 20%) $m = 0{,}4$. Плита при расчете прочности рассматривается как свободно опертая с закрепленными от подъема углами; коэффициент $K_п$ согласно п.2.3 $K_п = 1$. По формулам (2.3),(2.4):

$$F_{a1} = \frac{(6\lambda - 1)\lambda q l_1^3}{23(2\lambda + m)R_{a1} h_{01}} = \frac{(6,0,55-1)0,55,8,9,10^{-3},591^3}{23(2.0,55+0,4).375.13,9} = 12,92 \text{ см}^2;$$

$$F_{a2} = \frac{(6\lambda - 1)\cdot m \cdot q \cdot l_1^3}{23(2\lambda + m)R_{a2} h_{02}} = \frac{(6,0,55-1).0,4,8,9,10^{-3}\cdot 591^3}{23(2.0,55+0,4).360.12,9} = 10,55 \text{ см}^2.$$

Таким образом, по условию прочности может быть принято F_{a1} = 17ø10 А-III = 13,35 см^2; F_{a2} = 38ø6 А-III = 10,75 см^2.

Однако расчет по деформациям показал, что этого количества арматуры недостаточно, поэтому принимаем f_{a11} = 10ø12 А-Ш = = 11,31 см^2 (шаг 100 мм у свободного края, q = 2); f_{a12} = = 5 ø12 А-III = 5,65 см^2 (шаг 200 мм на остальной ширине); f_{a2} = = 5ø8 А-III (шаг 200 мм) = 2,51 см^2.

4. Проверка трещинообразования (для b = 1 м). По графику рис.8 α_1 = 0,068; α_2 = 0,03; α_3 = 0,076. По формулам (3.5),(3.6): $M_c^н = (\alpha_1 \cdot q_1^н + \alpha_2 q_2^н) b l_1^2 = (0,068.6,1+0,03.1,7).1.5,91^2$ = = 16,27 кНм; $M_{оп}^н = K_{оп} \cdot \alpha_3 \cdot q_2^н \cdot b l_1^2 = 1,1.0,076.1,7.1.5,91^2$ = = 4,97 кНм. Максимальный коэффициент армирования

$\mu_{(u)} = \frac{f_{a11}}{100 \cdot h_{01}} = \frac{11,31}{100.13,9} = 0,0081 < 0,01$; согласно п.4.3" Руководства" [27] величина $M_т$ определяется как для бетонного сечения. Тогда по формуле (3.7) $W_т = \frac{bh^2}{3,5} = \frac{100,16^2}{3,5} = 7314 \text{ см}^3$;

$M_т = R_{p\,II} W_т = 1,5.7314.10^{-3} = 10,97$ кНм. Так как $M_c^н > M_т$, то трещины в пролете образуются; так как $M_{оп}^н < M_т$, трещины у опор не образуются.

5. Проверка прогиба. По формулам (3.11), (3.12):

$q_{т}^c = \frac{M_т}{\alpha_1 b l_1^2} = \frac{10,97}{0,068.1.5,91^2} = 4,62$ кПа; так как $q_{т}^c < q_1^н$

то $q_т = q_т^c = 4,62$ кПа. По графику рис.10 $\beta_1 = 0,085$; $\beta_2 =$ = 0,025; $E = 0,85\ E_б = 0,85.26000 = 22100$ МПа.

Момент инерции приведенного сечения $J_п$, как и $M_т$, определяется без учета арматуры, т.е. как бетонного сечения

$J_п = \frac{bh^3}{12} = \frac{100,16^3}{12} = 34130 \text{ см}^4$. По формуле (3.8) при C= 1 ,

$q_1^н = q_т$ и $q_3^н = 0$ $f_т = \frac{c_б l_1^4}{12 E J_п} \cdot \beta_1 q_т =$

$= \frac{1,100,591^4 \cdot 0,085 \cdot 4,62 \cdot 10^{-3}}{12.22100.34130} = 0,53$ см. Площади арматуры ($см^2$):

$F_{a11} = f_{a11} (l_2 - 0,5 l_1) = 11,31(3,25-0,5.5,91) = 3,39;$

$F_{a12} = f_{a12} \cdot 0,5 l_1 = 5,65.0,5.5,91 = 16,7;$ $F_{a1} = F_{a11} + F_{a12} =$

$= 3,39+16,7 = 20,09;$ $F_{a2} = f_{a2} \cdot l_1 = 2,51.5,91 = 14,83.$ Несущая способность по формулам (2.28)-(2.32):

$X_1 = \frac{R_{a1} F_{a1}}{R_{пр} l_2} = \frac{375,20,09}{11,5.325} = 2$ см; $X_2 = \frac{R_{a2} F_{a2}}{R_{пр} l_1} = \frac{360,14,83}{11,5.591} =$

$= 0,78$ см; $\bar{M}_1 = R_{a1} F_{a1} (h_{01} - 0,5 X_1) = 375.20,09(13,9-0,5.2).10^{-3} =$

$= 97,19$ кН; $\bar{M}_2 = R_{a2} F_{a2} (h_{02} - 0,5 X_2) = 360.14,83(12,9-0,5.0,78)10^{-3} =$

$= 66,79$ кН;

$q_{нес} = \frac{24 (2\bar{M}_1 + \bar{M}_2)}{l_1^2 (6 l_2 - l_1)} = \frac{24(2.97,19+66,79)}{5,91^2(6.3,25-5,91)} = 13,22$ кПа.

По формулам (3.14), (3.15): $q_{пII} = \frac{R_{a1II}}{R_{a1}} \cdot q_{нес.} = \frac{400}{375} \cdot$

$\cdot 13,22 = 14,1$ кПа; $K_3 = \frac{\alpha_3 (q_{пII} - q_1^н)}{\alpha_2 q_{пII} + (\alpha_1 - \alpha_2) q_1^н} =$

$= \frac{0,076(14,1-6,1)}{0,03.14,1+(0,068-0,03)\ 6,1} = 0,93.$ По формулам (2.17)-(2.19) и (3.16), (3.17):

$\mu = \frac{1}{200} \left(\frac{f_{a12}}{h_{01}} + \frac{f_{a2}}{h_{02}} \right) = \frac{1}{200} \left(\frac{5,65}{13,9} + \frac{2,51}{12,9} \right) = 0,003;$

$\xi_т = 0,1+0,5 \mu \frac{R_{a1}}{R_{пр}} = 0,1+0,5.0,003 \cdot \frac{375}{11,5} = 0,1489;$

$n = \frac{E_{a1}}{E_б} = \frac{2,10^5}{26000} = 7,7;$ $\eta = \frac{h_{01}}{h_{01}-0,7} = \frac{13,9}{13,9-0,7} = 1,053.$

$\frac{1}{\rho_{n\,II}} = \frac{0,9\,R_{a1\,II}}{h_{01}\,E_{a1}}\left(1+\frac{2,2\,\mu n}{\xi_т}\right)\eta = \frac{0,9.400}{13,9.2.10^5}\left(1+\frac{2,2.0,003.7,7}{0,1489}\right)\cdot 1,053=$

$= 18,28.10^{-5}$ 1/см. По формуле (3.19) при $n = 3$;

$K_c = \frac{1}{1-(1-\frac{1}{2\lambda})^n} = \frac{1}{1-(1-\frac{1}{2.0,55})^3} = 1,001.$ По формуле (3.13)

$f_{n\,II} = \frac{0,141}{1+K_3}\cdot\frac{1}{\rho_{n\,II}}\cdot l_1^2\cdot K_c = \frac{0,141}{1+0,93}\cdot 18,28.10^{-5}\,591^2.1,001=$

$= 5,24$ см. Т.к. $q^н_{дл} > q_т$, то по формуле (3.9)

$f = C\left[f_т+(f_{n\,II}-f_т)\frac{q^н_{дл}-q_т}{q_{n\,II}-q_т}\right]\gamma_n = 2\left[0,53+(5,24-0,53)\cdot\right.$

$\left.\cdot\frac{6,6-4,62}{14,1-4,62}\right]0,95 = 2,88$ см; $\frac{f}{l_1} = \frac{2,88}{591} = \frac{1}{205} < \left[\frac{f}{l_1}\right] =$

$= \frac{1}{200}$; жесткость обеспечена.

6. Проверка ширины раскрытия трещин

а) сечение $\overline{1}$-$\overline{1}$ в середине свободного края; из п.4 имеем $M_т = 10,96$ кНм; $\mu = \mu_{(11)} = 0,0081$; $f_a = f_{a11} = 11,31$ см^2; из п.5 имеем $K_c = 1,001$; $q_{n\,II} = 14,1$ кПа; $q_т = 4,62$ кПа; из п.2 – $q^н_{дл} = 6,8$ кПа.

По формуле (2.20) $\xi_т = 0,1+0,5\,\mu\frac{R_{a1}}{R_{пр}} = 0,1+0,5.0,0081.$

$\cdot\frac{375}{11,5} = 0,232$; по формуле (3.23) $\sigma_{ат} = \frac{M_т}{f h_{01}(1-0,5\xi_т)f_a} =$

$= \frac{10,97.10^3}{1.13,9(1-0,5.0,232).11,31} = 82,7$ МПа; по формуле (3.21)

$\sigma_a = \sigma_{ат} + (R_{a\,II}-\sigma_{ат})\frac{q^н_{дл}-q_т}{q_{n\,II}-q_т} = 82,7+(400-82,7)\cdot\frac{6,8-4,62}{14,1-4,62} =$

= 155,8 МПа; по формуле (138) СНиП $a_т = к_с \varphi_l \eta \frac{\sigma_a}{E_a} \cdot 20$

$(3{,}5-100\mu)\sqrt[3]{d} \cdot f_n = 1.1{,}5.1. \frac{155{,}8}{2.10^5} \cdot 20(3{,}5-100.0{,}0081)\sqrt[3]{12} \cdot$

$\cdot 0{,}95 = 0{,}133$ мм $< [a_{т.дл}] = 0{,}3$ мм.

б) Сечение I-I то же, что и в п."а", но с заменой f_{a11} на f_{a12}; принимается $f_a = f_{a12} = 5{,}65$ см^2; остальные исходные данные те же, что и в п."а".

$\mu = \frac{5{,}65}{100.13{,}9} = 0{,}0041;$ $\xi_т = 0{,}1+0{,}5.0{,}0041. \frac{375}{11{,}5} = 0{,}1668;$

$\sigma_{ат} = \frac{10{,}97.10^3}{1.13{,}9-(1-0{,}5.0{,}1668).5{,}65} = 152{,}5$ МПа;

$\sigma_a = 1\left[152{,}5+(400-152{,}5)\frac{6{,}8-4{,}62}{14{,}1-4{,}62}\right] = 209{,}6$ МПа;

$a_т = 1.1{,}5.1.\frac{209{,}6}{2.10^5} \cdot 20(3{,}5-100.0{,}0041)\sqrt[3]{12} \cdot 0{,}95 = 0{,}209$ мм $<$

$< [a_{т.дл.}] = 0{,}3$ мм. Условия ограничения раскрытия трещин выполнены.

ОБОСНОВАНИЯ И ПОЯСНЕНИЯ НЕКОТОРЫХ РАСЧЕТНЫХ ПОЛОЖЕНИЙ, ФОРМУЛ И ГРАФИКОВ

О работе приопорных сечений в предельной стадии

Ранее [17] было показано, что образование надопорных трещин в перекрытиях, защемленных в платформенных стыках, происходит по-разному в зависимости от величины обжатия стен, а трещина, образовавшаяся в верхней зоне, распространяясь вниз с ростом нагрузки, всегда уходит внутрь стыка, не выходя за грань стены, при этом у перекрытия всегда остается небольшая опорная площадка. Было выявлено, что благодаря этому в опытах не происходило разрушения перекрытий от среза.

Однако физическая сущность указанных явлений не была раскрыта. В связи с этим ниже даются некоторые пояснения. Как показали лабораторные и натурные исследования, горизонтальные растворные швы платформенных стыков имеют неодинаковую плотность по длине (рис. 16,а), а участки вблизи граней стен практически не уплотняются и, очевидно, не могут воспринимать нагрузки. Это служит причиной того, что максимальная ордината эпюры моментов возникает не у грани стены, а в ее глубине (рис. 16,б) на некотором расстоянии, близком, очевидно, к толщине самого шва. Этого вполне достаточно, чтобы образование верхней трещины с наибольшей вероятностью начиналось не у грани, а на некотором расстоянии от нее внутри стыка, в сечении с максимальным изгибающим моментом,

Что касается направления трещины при ее распространении вниз, то здесь легко усмотреть аналогию с напряженно-деформированным состоянием зоны образования наклонных трещин в свободно опертой балочной плите или балке. Действующие на такой участок изгибающие моменты и поперечные силы, а также направление наклонных трещин показаны на рис.16,в,г. Если вырезать теперь приопорный участок плиты, загруженной отрицательным опорным моментом, то изгибающие моменты, поперечные силы и наклонную трещину можно проиллюстрировать рис.16,е. Из сопоставления схем рис. 16,д,е, особенно, если повернуть один из них на 180°, видно, что качественная аналогия полная. Следовательно, наклон верхней трещины и направление этого наклона, изображенные на рис.16,в, логичны и диктуются, как и у свободно опертых балок, характером напряженно-деформированного состояния, формирующегося в упругой стадии и подчиняющегося законам теории упругости.

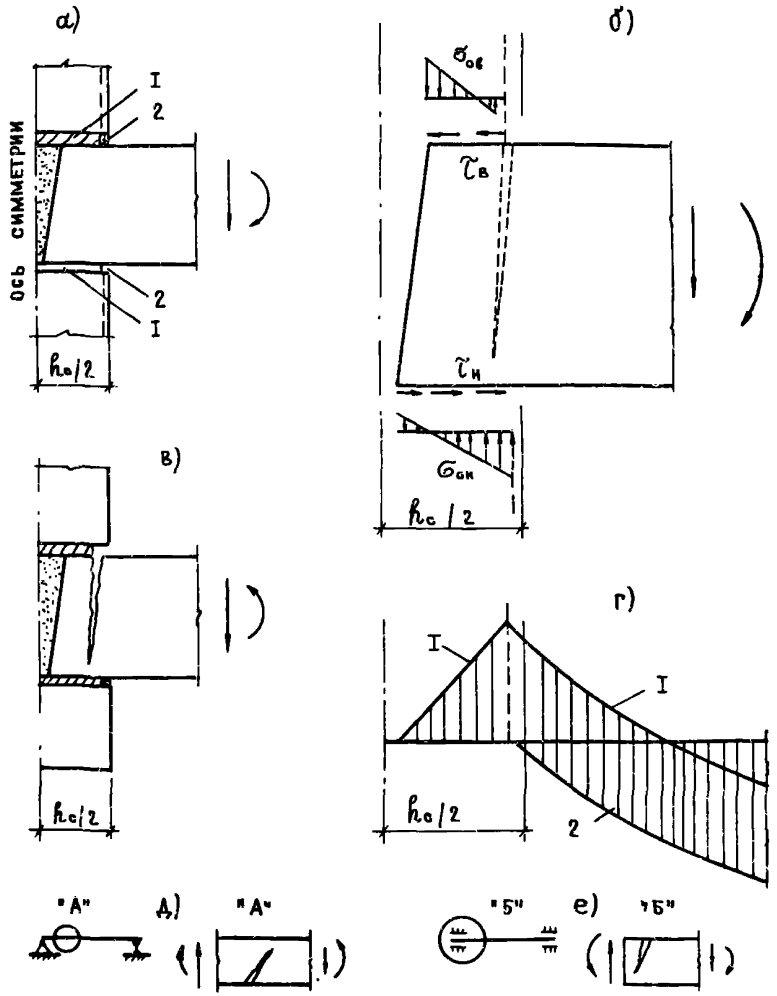


Рис.16. К обоснованию схем образования и развития трещин и изменения статической схемы приопорных сечений плит, защемленных в платформенных стыках:

а – схема стыка: 1 – плотный раствор; 2 – рыхлый раствор;
б – статическая схема перед образованием надопорной трещины;
в – то же, после образования трещины; г – эпюры изгибающих моментов: 1 – до образования трещины; 2 – в предельном состоянии;
д – схема усилий и наклонной трещины в свободно опертой плите;
е – то же, на приопорном участке защемленной плиты

На основании изложенного сохранение у перекрытия некоторой минимальной опорной площадки практически гарантировано, что подтверждено опытами. Анализ также показал, что при такой ситуации срез фактически не проявляется, а в случае отсутствия верхней арматуры и погашения надопорного момента приопорный участок перекрытия трансформируется в схему приопорного участка обычной свободно опертой плиты или балки.

Направления линий излома

Направление линий излома, выходящих из углов плит, принято, как и в [29], под 45°. Рекомендуемое [18,19] расчетное определение направлений линий излома, кроме усложнения расчета в целом, противоречит результатам опытов. Причины этого для плит, опертых по контуру, проанализированы в [12]. В дополнение дадим краткий анализ для плит, опертых по трем сторонам.

Рассмотрим вначале результаты экспериментальных исследований. В МНИИТЭПе автором было испытано несколько групп плит, параметры которых приведены в [16]. У всех испытанных образцов углы Θ между направлениями линий излома и краями, перпендикулярными свободному краю, были меньше 45° (рис.17). Аналогичные результаты имели место также в опытах [38] и др.

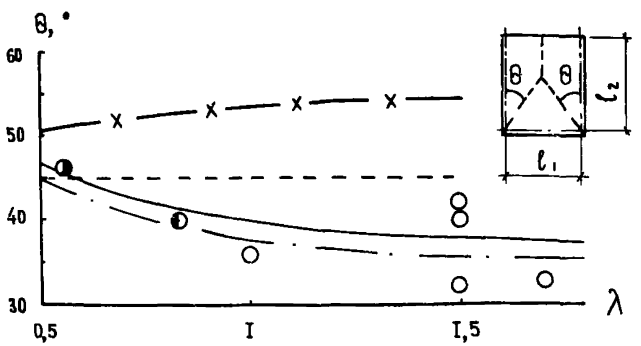


Рис.17. Зависимости Θ от λ для плит, свободно опертых по трем сторонам,
по опытам: ◐ – [35]; ◑ –БВ НИИЖБ; ○ – автора; ——— – аппроксимирующая кривая; теоретические: ——·—— – как изотропной пластинки; ——x—— – по методу предельного равновесия при армировании, пропорциональном упругим моментам; --- – $\Theta = 45^{\circ}$

Для сопоставления с результатами опытов приведем без вывода выражения для определения несущей способности плит, опертых по трем сторонам при $\theta \neq 45^{\circ}$, полученные с использованием кинематического способа метода предельного равновесия. Ввиду существенного различия расчетных схем при больших и малых значениях λ выражения для $q_{нес}$ получаются также различными. Границей двух случаев, как видно из рис.4, является значение $\lambda = 0{,}5\ ctg\,\theta$: для схемы "а" с тремя линиями излома $\lambda \geqslant 0{,}5\ ctg\,\theta$, для схемы "б" с двумя линиями излома $\lambda \leqslant 0{,}5\ ctg\,\theta$. Соответственно для схем "а" и "б" имеем:

$$q_{нес.} = \frac{24\ tg\,\theta}{l_1^3(6\lambda\, tg\,\theta - 1)}(2R_{a1}F_{a1}z_1 + R_{a2}z_2F_{a2}\,tg\,\theta), \qquad (7.1)$$

$$q_{нес.} = \frac{12(R_{a1}F_{a1}\cdot z_1 + \lambda\cdot R_{a2}F_{a2}\,z_2\,tg^2\theta)}{l_2^2(3l_1 - 2l_2\,tg\,\theta)\,tg\,\theta}. \qquad (7.2)$$

Обозначения, принятые в (7.1), (7.2), те же, что и в (2.28)–(2.34). Также легко установить, что при $\theta = 45^{\circ}$ выражения (7.1), (7.2) переходят в (2.28)–(2.34).

Введем безразмерный параметр $\eta = 1/\lambda\, tg\,\theta$, а также коэффициент ортотропности арматуры $m = \lambda\cdot F_{a2}/F_{a1}$. Кроме того, примем с целью упрощения $R_{a1} = R_{a2}$, а также с незначительной погрешностью $z_1 \approx z_{12}$. Дифференцируя с учетом этого (7.1) по неизвестному параметру η и приравнивая производную нулю, получаем выражения для величины η, соответствующие минимуму несущей способности $q_{нес.}$ для схемы рис.4,а при $\lambda \geqslant 1/2\ tg\,\theta$

$$\eta = \frac{1}{2\lambda^2}\left(\sqrt{m(12\lambda^2 + m)} - m\right), \qquad (7.3)$$

откуда

$$\theta = arc\,tg\ \frac{2\lambda}{\sqrt{m(12\lambda^2 + m)} - m}. \qquad (7.4)$$

Величины m для плит, опертых по трем сторонам, получены как усредненные из таблиц [3, 31], аппроксимированы в функции от λ и приведены в виде графика 2 на рис.2. По аналогии с плитами, опертыми по контуру, для которых коэффициенты m приняты по [29] и представлены графиком 1 на рис.2, величины m по графику 2 рекомендуются для рационального армирования плит, опертых по трем сторонам.

Учитывая это, по формуле (7.4) были найдены теоретические значения θ в интервале $0{,}5 \leq \lambda \leq 1{,}5$. Как видно из рис.17, эти значения резко отличаются от опытных. Использование таких расчетных величин θ при определении $q_{нес.}$, кроме того, что усложняет расчет, является и необоснованно неэкономичным. Следовательно, изложенную методику нельзя признать удовлетворительной. Варьируя коэффициент m по аналогии с [12], получим наиболее близкую сходимость теоретических углов θ с опытными, как и при опирании по контуру [12], при $m = 0{,}8$. Эту величину можно рекомендовать для расчета теоретических значений углов θ по формуле (7.4).

Дифференцирование выражения (7.2) приводит к весьма громоздким формулам для определения угла θ, поэтому здесь его опускаем. Можно лишь заметить, что при едином принципиальном подходе к составлению выражений (7.1) и (7.2) теоретические значения углов θ при малых λ, естественно, обеспечат продолжение зависимости (7.4) в интервале $\lambda \leq \frac{1}{2 tg\theta}$.

Для практических же расчетов, как показал анализ, аналогичный [12], в плитах, опертых по трем сторонам, при равномерно распределенной нагрузке можно для упрощения не рассчитывать углы θ, а принимать их равными 45°.

К расчету прочности плит, свободно опертых по трем сторонам

В формулах (2.3)-(2.6) коэффициент K_n принят равным 1 по следующим соображениям. Как показал анализ, при свободном опирании по трем сторонам деформированная схема плиты (рис.18) существенно отличается от схемы плиты, опертой по контуру. Будем в первом приближении считать диски плиты жесткими на изгиб в своей плоскости. Вращаясь под действием поперечной нагрузки, нормальной к плоскости плиты, относительно осей, расположенных вдоль опорного контура, диски стремятся разойтись по линиям излома. Однако действующие в сечениях по линиям излома внутренние усилия в арматуре препятствуют этому.

Для плит, опертых по контуру, при жестких в своей плоскости дисках, в первом случае [9-11] с растяжением в центре и сжатием у контура центры тяжести всех сжатых зон расположены на одном уровне и соединяющие их оси параллельны плоскости опор или, что то же самое, недеформированной поверхности плиты.

Что касается плит, опертых по трем сторонам, то наличие у них лишь одной оси симметрии вызывает соответствующие особенности при их деформировании. Так, у опертого края АД (рис.18,а) и по линиям излома АЕ, ДЕ видна существенная аналогия с пли-

тами, опертыми по контуру. В то же время у свободного края ВС под действием неуравновешенных внутренних сил (рис.18,б) диски вынуждены поворачиваться в своей плоскости, в результате чего их концы у края ВС сходятся, образуя здесь также участок сжатой зоны, который, как видно из рис.18,а, расположен на разных уровнях со сжатыми зонами в углах А и Д.

Кинематический анализ показал, что при таком расположении сжатых зон оси, соединяющие их центры тяжести, будут существенно наклонены к плоскости опор, причем величина наклона зависит, главным образом, как видно из рис.18,а, от величины предельного прогиба f_n. Для того, чтобы в этом случае можно было оценить влияние деформированной схемы и прогибов на увеличение плеч внутренних сил и несущей способности, найдем положение осей, соединяющих центры тяжести сжатых зон. В связи с тем, что из-за асимметрии общее решение слишком громоздко, рассмотрим некоторые частные варианты, позволяющие выявить возможные интервалы увеличения несущей способности.

Примем, например, $X_1 = X_2 = X$, что внесет незначительную погрешность в расчет прочности по деформированной схеме. Тогда вместо четырех неизвестных параметров сжатых зон X_1, X_2, t_1, t_2 остается лишь три: X, t_1 и t_2, которые, по аналогии с плитами, опертыми по контуру [9-11], находим из рассмотрения условий статики и кинематики.

Статическое условие по аналогии с [9-11] и в соответствии с рис.18,б, выражающее равновесие внутренних сил в плоскости плиты, действующих по сечениям излома, при $\theta = 45^{\circ}$, принятом для упрощения анализа, будет

$$N_{б1} + \sqrt{2}\, N_{б2} = N_{a1} + 0{,}5\, N_{a2}, \qquad (7.5)$$

где $N_{б1}$ и $N_{б2}$ – равнодействующие сжимающих напряжений в бетоне сжатых зон соответственно в сечении I–I и в сечениях АЕ, ДЕ;

N_{a1} и N_{a2} – то же, растягивающих усилий в арматуре направлений соответственно l_1 и l_2; поскольку речь идет о прочности, то $N_{бi} = R_{пр} F_{бi}$ и $N_{ai} = R_{ai} \cdot F_{ai}$

Подставляя значения $N_{бi}$ и N_{ai} в (7.5) и принимая согласно рис.18,а $F_{бi} = X_i \cdot t_i$, с учетом $X_i = X$ получаем

$$X\,(t_1 + \sqrt{2} \cdot t_2) = 2\,\frac{\Sigma N_a}{R_{пр.}}, \qquad (7.6)$$

где $\Sigma N_a = N_{a1} + 0{,}5\, N_{a2}$.

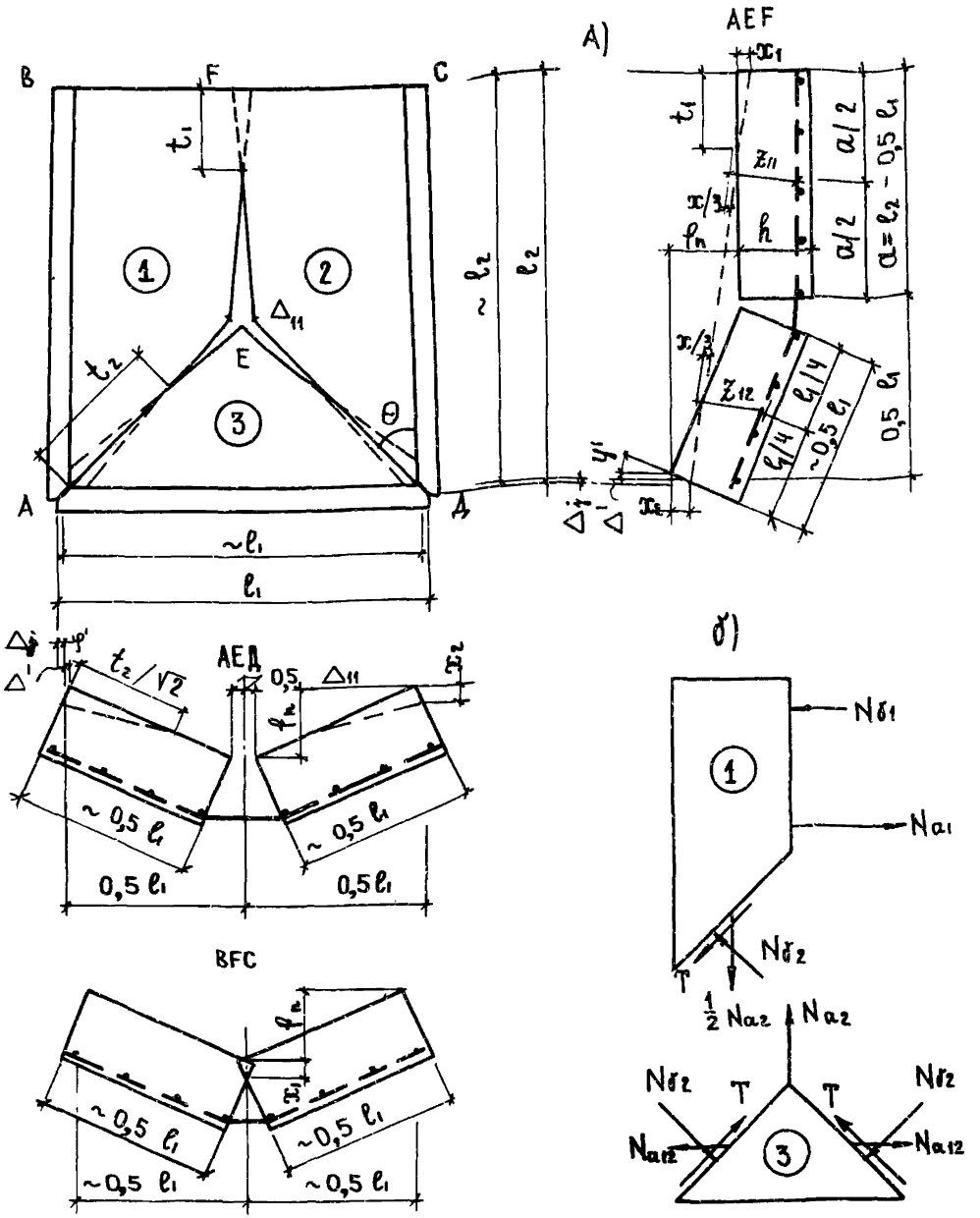


Рис. 18. Деформированная схема плиты, свободно опертой по трем сторонам, с закрепленными от подъема углами и жесткими в своей плоскости дисками:

а – кинематические условия; б – статические условия

Одно из кинематических условий согласно геометрии рис.18,а будет $\frac{X}{f_п} = \frac{t_1}{t_2}$,

откуда $$t_1 = \frac{l_2}{f_п} X = \frac{\lambda \cdot l_1}{f_п} X. \qquad (7.7)$$

Второе кинематическое условие, выражающее взаимосвязь между $X_2 = X$ и t_2 у опертого края АД, полностью совпадает с условием для плиты, опертой по контуру, и согласно [9-11] будет

$$t_2 = \frac{2\sqrt{2}\ f_п}{\delta} X, \qquad (7.8)$$

где $$\delta = l_1 - \sqrt{l_1^2 - 4 f_п}$$

Величина $f_п$, входящая в выражения (7.7) и (7.8), не зависит от рассматриваемых здесь параметров сжатых зон и считается при их анализе заданной. Подставляя (7.7) и (7.8) в (7.6), получаем

$$X = \sqrt{\frac{2 \Sigma N_a f_п \delta}{R_{пр} (\lambda l_1 \delta + 4 f_п^2)}}. \qquad (7.9)$$

Далее из геометрии рис.18,а при $\cos \varphi_1 \approx \cos \varphi_2 \approx 1$ находим увеличенные за счет прогиба $f_п$ плечи внутренних сил, усредненные по сечениям EF и AE(DE)

$$z_i = h_{0i} + \frac{f_п}{2}\left(1 - \frac{1}{2\lambda}\right) - \frac{2}{3} X. \qquad (7.10)$$

Анализ показал, что увеличение плеч внутренних сил, получаемое для плит с жесткими в своей плоскости дисками при расчете по формуле (7.10), по сравнению с расчетом по недеформированной схеме для плит с большими значениями $\lambda \geqslant 1{,}5$ находится в пределах 7%. При уменьшении λ эффект, как можно видеть из выражения (7.10), снижается и при $\lambda = 0{,}5$, когда второй член становится равным нулю, эффект увеличения плеч за счет прогибов пропадает.

Изгиб в своей плоскости, как показали исследования плит, опертых по контуру, снижает эффект увеличения плеч в интервале $1 < \lambda \leqslant 1{,}5$ от нуля до 1,5-2 раз. Из геометрии деформированных схем можно видеть, что влияние λ на интенсивность изгиба в плоскости плит, опертых по трем сторонам, примерно одинаково с плитами, опертыми по контуру. Следовательно, при его учете мак-

симально возможное увеличение плеч будет ограничено 3–5%.

Следует добавить, что при $\lambda = 0{,}5$ вместо двух сжатых зон с треугольной формой основания остается одна с трапецеидальной, а при принятой упрощающей предпосылке $X_1 \approx X_2$ – с прямоугольной формой основания. Тогда последний член выражения (7.10) будет не $\frac{2}{3}X$, а $0{,}5X$, что даст совпадение с расчетом по недеформированной схеме.

При $\lambda < 0{,}5$ выражение (7.10) видоизменится, но результат расчета останется примерно таким же, как и при $\lambda = 0{,}5$, т.е. эффекта увеличения плеч внутренних сил и повышения несущей способности при свободном опирании не будет.

На основании изложенного рекомендовано в формулах (2.3)–(2.6) принимать с небольшим запасом коэффициент $K_{11} = 1$.

Подбор сечений

При расчете по деформированной схеме плит, опертых по контуру или по трем сторонам, прочность зависит от большого числа параметров, и непосредственное решение задачи подбора было бы слишком громоздким.

Поэтому предложен следующий способ: сначала по методике для проверки прочности определяются величины прочности при двух расчетных схемах: 1) по деформированной схеме, формулы которой приведены в [9–11] и в п.2.5 настоящих Рекомендаций; 2) по недеформированной схеме, формулы которой даны в [21,29], а для плит, опертых по трем сторонам, в п.2.6 настоящих Рекомендаций.

Из сравнения полученных результатов находятся корреляционные зависимости между величинами прочности или расходами арматуры по обеим расчетным схемам, а затем на их основе вводятся поправочные коэффициенты в более простые формулы подбора сечений по недеформированной схеме.

Поскольку в [29] формулы для подбора сечений не приведены, дадим их краткий вывод. Для этого вначале приведем формулы проверки прочности по недеформированной схеме, полученные на основе предпосылок, имеющихся в [21,29]: для плит, опертых по контуру, это формула (2.10) с заменой $\bar{\bar{M}}_1$ и $\bar{\bar{M}}_2$ на $\bar{M}_1$ и $\bar{M}_2$; для плит, опертых по трем сторонам, это формулы (2.28), (2.33), (2.34). Моменты $\bar{M}_1$ и $\bar{M}_2$ в них объяснены под формулой (2.28) и определяются по формулам (2.29), (2.30), (2.35). Выражая $\bar{M}_1$ и $\bar{M}_2$ через их погонные величины $\bar{m}_1$ и $\bar{m}_2$, находим

$$\bar{M}_1 = \lambda\, \bar{m}_1 b_1 ; \qquad \bar{M}_2 = \bar{m}_2 \ell_1 . \qquad (7.11)$$

Введем отношение $$m = \frac{\bar{m}_2}{\bar{m}_1}, \qquad (7.12)$$
которое с достаточной точностью может быть принято как для упругих плит по справочным данным и представлено в виде графика на рис.2. Решая совместно (7.11) и (7.12), получаем

$$\bar{M}_1 = \frac{\lambda}{m}\bar{M}_2; \qquad \bar{M}_2 = \frac{m}{\lambda} = \bar{M}_1. \qquad (7.13)$$

Анализ показал, что для плит перекрытий жилых и общественных зданий плечи внутренних пар сил при расчете по недеформированной схеме можно принять $z_i \approx 0{,}96\, h_{oi}$; моменты же внутренних сил, учитывая, что плиты относятся к слабоармированным элементам, определять по формулам:

$$\bar{M}_1 = 0{,}96\, R_{a1} F_{a1} h_{01}; \qquad \bar{M}_2 = 0{,}96 R_{a2} F_{a2} h_{02}. \qquad (7.14)$$

Подставляя (7.13) и (7.14) в (2.10) вместо $\bar{\bar{M}}_1$ и $\bar{\bar{M}}_2$ и в (2.28), (2.32), получаем формулы подбора арматуры по недеформированной схеме при заданной геометрии плит и расчетных характеристиках бетона и арматуры.

Для получения коэффициентов корреляции между арматурой плит, рассчитываемых по разным схемам, определили их прочность по этим схемам в зависимости от важнейших параметров: $\lambda = l_2/l_1$; $\beta = l_1/h$ и $\gamma = f_{a11}/f_{a12}$. В результате расчета получен набор коэффициентов $K_п$, выражающих в задаче о проверке прочности при одинаковых параметрах плит отношение их прочностей

$$K_п = \frac{\bar{q}}{\bar{\bar{q}}},$$

где $\bar{q}$ и $\bar{\bar{q}}$ – соответственно по недеформированной и деформированной схемам.

Легко показать, что в задаче о подборе арматуры эти коэффициенты при одинаковой расчетной нагрузке и других параметрах плит будут выражать отношение арматур

$$K_п = \frac{\bar{\bar{F}}_{ai}}{\bar{F}_{ai}},$$

где $\bar{\bar{F}}_{ai}$ и $\bar{F}_{ai}$ – соответственно по деформированной и недеформированной схемам ($i = 1,2$).

Графики коэффициентов $K_п$ для наиболее распространенных типоразмеров плит приведены на рис.3, 5. Далее подбор величины F_{ai} при расчете с учетом пространственной работы производится по формулам, полученным по недеформированной схеме, правая часть которых умножается на коэффициент $K_п$, найденный по вышеуказанным графикам.

Для плит, имеющих податливые связи по краям в их плоскости, коэффициент K_n определяется по формулам (2.37) и (2.38) в зависимости от относительной прочности связей n_{c1} по интерполяции между значениями K_n, соответствующими $n_{c1} = 0$ и $n_{c1} \geq 1$

Концентрация и разрежение арматуры

Концентрация арматуры у центра с разрежением у краев в плитах, опертых по контуру, а у плит, опертых по трем сторонам, концентрация у свободного края с разрежением у противоположного (см.рис.14, 15) является одним из способом рационального армирования, позволяющим снижать расход рабочей арматуры при сохранении несущей способности или повышать прочность плит без увеличения расхода стали.

Существующие методы расчета [29] не дают возможности учитывать влияние эффекта концентрации арматуры на прочность плит. Предлагаемая же методика расчета с учетом пространственной работы позволяет это сделать, так как учитывается измененная геометрия плит и различные величины плеч внутренних сил у центра и у краев. Поскольку плечи больше увеличиваются у центра плит, то это диктует необходимость концентрации арматуры у центра и разрежения у краев.

Интенсивность или степень концентрации может быть задана отношением погонных площадей арматуры в центре и у краев, т.е. $\varphi = f_{a11} / f_{a12}$. Экономия стали или повышение прочности плит находятся в прямой зависимости от коэффициента φ, т.е. чем он больше, тем больше эффект (рис.19). Однако практически величина φ должна быть увязана с вопросами трещиностойкости и технологичности армирования. Так, если в стадии эксплуатации в плитах могут образоваться трещины, то назначение величины φ должно обеспечиваться проверкой ширины раскрытия трещин, в том числе на участках с разреженным армированием. Если же трещины не образуются, то φ может быть задано более высоким.

Опыты, проведенные в МНИИТЭПе [11,16], показали, что при $\varphi = 2$ и 3 характер трещинообразования и излома в плитах не отличался от наблюдаемого в равномерно армированных.

К особому случаю следует отнести концентрацию арматуры опертых по контуру плит в виде усиления центральной части плиты дополнительными сетками, укороченными в обоих направлениях [22], что при некоторых параметрах армирования может изменить схему излома. Такой случай в настоящих Рекомендациях не рассматривается.

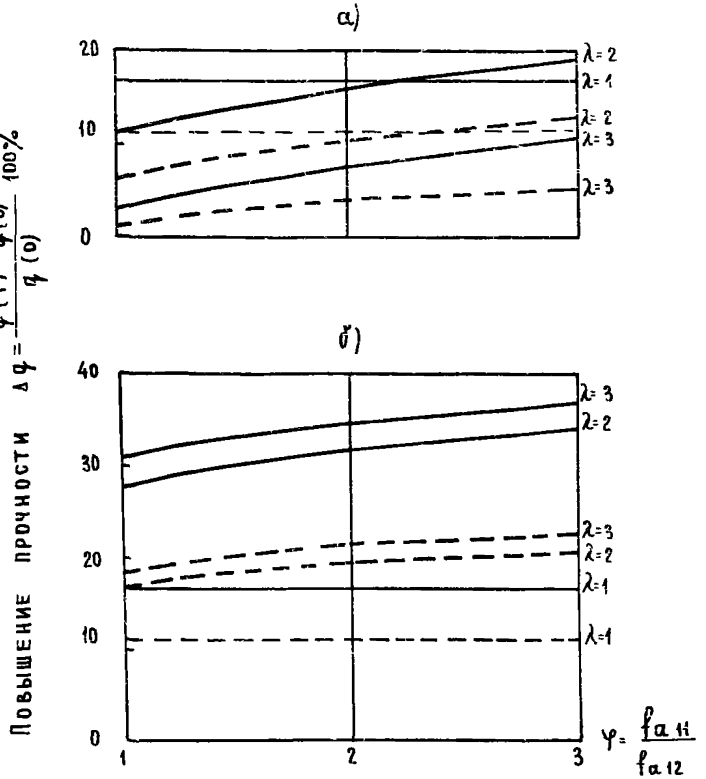


Рис. 19. Влияние степени концентрации φ арматуры направления l_1 на повышение прочности опертых по контуру плит при учете пространственной работы ($\mu = F_{a1} / l_2 h_{01} = 0{,}003$):

а – при свободном опирании; б – шарнирно-неподвижных; ——— – при $\gamma = l_1 / h = 30$; – – – – при $\gamma = 25$; $q(f)$ и $q(0)$ – прочность соответственно при учете и без учета пространственной работы; $\lambda = l_2 / l_1$

Учет изгиба в своей плоскости

Основные положения методики расчета прочности свободно опертых по контуру плит по деформированной схеме изложены в [9–11], а уточнения и дополнения расчета предельного прогиба приведены в [11,13]. При подготовке настоящих Рекомендаций внесены некоторые усовершенствования методики [9–11], касающиеся определения параметров сжатой зоны и приближающие расчетную схему к реальной.

В данном случае для определения высоты сжатой зоны в цен-

тре и в углах плиты (см.рис.1 [11]) используется гипотеза их детерминированного соотношения $\chi = X_1/X_2$ при различных значениях λ . Анализ экспериментальных исследований плит с различными значениями λ показал, что у сильно вытянутых плит, например, с $\lambda = 2$ сжатая зона в сечении EF сохраняется на всем диапазоне нагрузок, и, судя по деформациям крайних волокон (рис.20,а), имеет довольно существенную величину. У плит с λ = = 1,5 сжатая зона в сечении EF, как видно из рис.20,б,сохраняется лишь при небольших нагрузках, а при переходе к предельному состоянию она приближается к нулю или совсем погашается. У квадратных плит ($\lambda = 1$), как показывают многочисленные опыты, сжатая зона в центре погашается при относительно небольших нагрузках, а к предельному состоянию происходит раскрытие сквозной трещины.

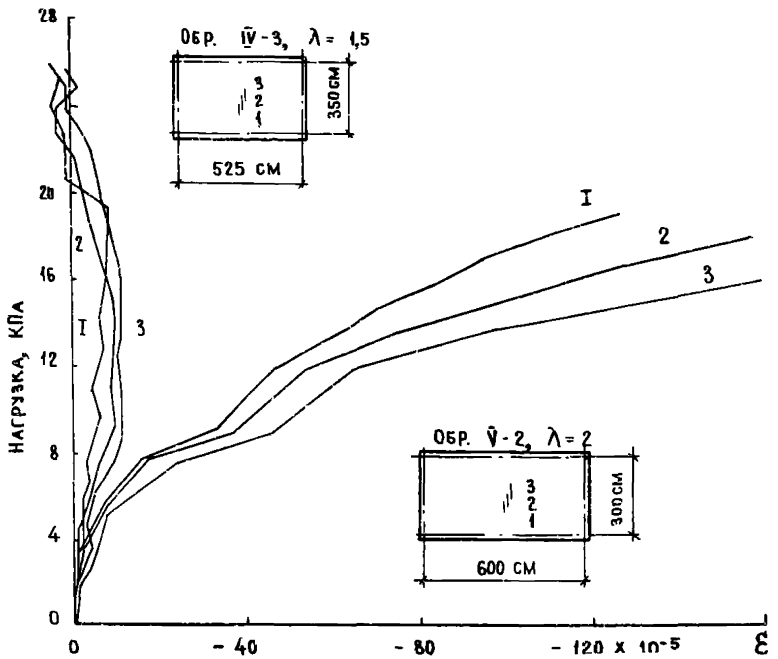


Рис.20. Деформации верхней поверхности образцов плит при различных отношениях пролетов $\lambda = 1,5$ и $\lambda = 2$ [11] (цифрами показаны номера и расположение датчиков)

Описанная картина изменения величин сжатой зоны хорошо аппроксимируется параболической зависимостью χ от λ . Если принять в граничных случаях $\lambda = 1$ и 3 соответственно $\chi = -0,5$

и 0,5, то получим

$$(\chi + 0{,}5)^2 = 0{,}5(\lambda - 1). \qquad (7.15)$$

Анализируя (7.15), можно видеть, что функция χ равна нулю при $\lambda = 1{,}5$, что дает право принять величину $\lambda = 1{,}5$ в качестве границы двух случаев расчетных схем: первого при $\lambda \leq 1{,}5$ – с треугольной формой сжатой зоны: $\chi \leq 0$; $X_1 \leq 0$ и второго при $\lambda > 1{,}5$ – с трапецеидально-прямоугольной формой сжатой зоны: $\chi > 0$; $X_1 > 0$. Выражение $X_1 \leq 0$ в первом случае означает, что нейтральная поверхность пересекает верхнюю поверхность плиты выше линии EF.

Уравнение (7.15) является кинематическим условием задачи и в сочетании со статическими условиями позволяет определить величины X_i. Однако нелинейность выражения (7.15) делает расчеты громоздкими. Поэтому для упрощения расчета линеаризируем кривую (7.15), разбив ее на два отрезка слева и справа от $\lambda = 1{,}5$ и заменив эти отрезки прямыми линиями с координатами концов в точках: 1) $\lambda = 1$ и 1,5; $\chi = -0{,}5$ и 0; 2) $\lambda = 1{,}5$ и 3; $\chi = 0$ и 0,5.

После линеаризации вместо одного квадратного уравнения получим кинематические условия задачи в виде двух прямых:

для первого случая при $\lambda \leq 1{,}5$ $\quad \chi = \lambda - 1{,}5$;

для второго случая при $\lambda > 1{,}5$ $\quad \chi = \dfrac{\lambda - 1{,}5}{3}$. $\qquad (7.16)$

Статические условия полностью аналогичны [9–11] и получаются из равновесия двух любых смежных дисков в плоскости плиты. Решая совместно условия статики с условиями кинематики (7.16), находим значения X_i; см.формулы (2.22), (2.24). Далее из геометрических соображений находим координаты центров тяжести сжатых зон; см.формулы (2.21), (2.23).

Учет связей по контуру в плоскости плит

В реальных зданиях плиты во многих случаях несвободны по краям и имеют различные конструктивные связи, в том числе в плоскости плит. В частности, в крупнопанельных зданиях наиболее распространенным типом связей можно считать защемление краев перекрытий в платформенных стыках, а также арматурные анкеры в верхней зоне плиты.

Расчет плит по деформированной схеме дает возможность учитывать положительное влияние различных связей на прочность

плит. Рассмотрим вначале работу гибких связей. Поскольку они обычно располагаются в верхней растянутой зоне надопорной части плиты, то при предельных прогибах напряжения в связях заведомо будут достигать R_a и предельные усилия N_{ci} в них заранее известны:

$$N_{ci} = R_{aci} \cdot F_{aci} . \qquad (7.17)$$

При этом следует иметь в виду, что поскольку усилия в связях являются реактивными и действуют в одной плоскости с пролетной арматурой, то они не могут превышать усилий в арматуре N_{ai} соответствующего направления, т.е.

$$N_{ci}^{r} \leq N_{ai} .$$

Если величины усилий в связях известны, то их влияние на высоту сжатой зоны в предельном состоянии у плит с жесткими дисками может быть учтено относительно просто включением их в уравнения равновесия дисков плиты. В частности, применительно к методике, рассмотренной в [9-11], для первого случая (с растянутой центральной областью) согласно рис.21 получаем

$$2 N_б + \frac{1}{2} \Sigma (N_{c1} + N_{c2}) \frac{\sqrt{2}}{2} = (N_{a1} + N_{a2}) \frac{\sqrt{2}}{2} ,$$

где N_{c1} и N_{c2} – равнодействующие усилий в связях соответственно по длинным и коротким краям;

N_{a_1} и N_{a_2} – то же, в арматуре соответственно короткого ℓ_1 и длинного ℓ_2 направлений;

N – то же, в бетоне сжатой зоны (см. [9-11]).

Повторяя выкладки, приведенные в [9-11] , вместо (2.22) и (2.24) получаем

$$X = (2{,}5-\lambda)\bar{A}; \quad X_1 = (\lambda - 1{,}5)\bar{A}/B; \quad X_2 = 3\bar{A}/B, \qquad (7.18)$$

где A – по формуле (2.39).

После определения X_i координата η центра тяжести сжатой зоны вычисляется по формуле (2.41).

Выше были рассмотрены предпосылки учета связей в плитах с жесткими дисками. Учет связей в плитах с гибкими в своей плоскости дисками проведем, как и ранее, методом интерполяции между характерными граничными случаями.

Как отмечалось в [9-11] , изгибом треугольных дисков в их плоскости и, следовательно, влиянием связей по сторонам, нормальным к пролету ℓ_2 при учете гибкости плит в своей плоскости можно пренебречь и учитывать только усилия в связях по сторонам, нормальным к пролету ℓ_1 , N_{c1}.

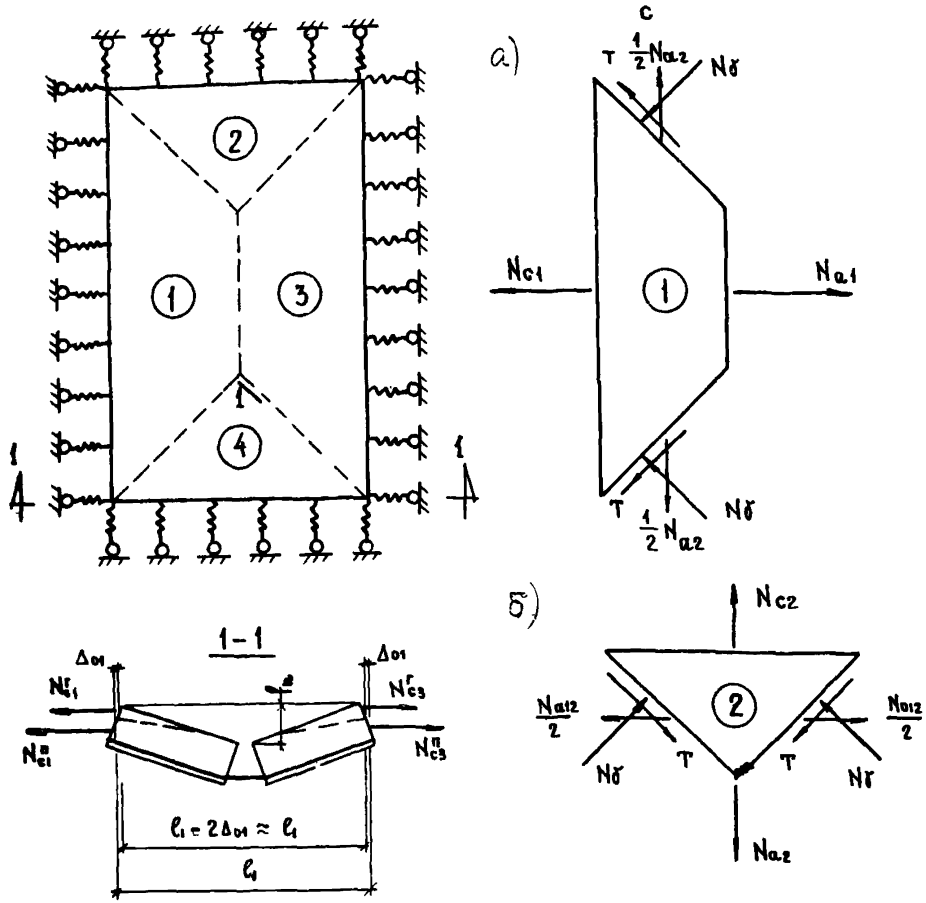


Рис.21. Расчетная схема шарнирно-опертой плиты со связями по краям в плоскости плиты:
а - схема излома и связей; 1,2,3,4 - диски; б - схема внутренних усилий

Возможны следующие варианты:

$$1)\ N_{c1} \geqslant N_{a1};\quad 2)\ 0 < N_{c1} < N_{a1};\quad 3)\ N_{c1} = 0. \qquad (7.19)$$

В первом из этих вариантов, когда прочность связей N_{c1} не меньше N_{a1}, приближенно считаем, что изгиба в своей плоскости не происходит, и расчет плит производится как жестких. В

третьем варианте, когда связи отсутствуют, расчет производится как гибких плит по формулам (2.10)-(2.27). При промежуточных величинах прочности связей, т.е. во втором варианте, расчет ведется в предположении ограниченного изгиба дисков в своей плоскости.

Введем обозначение: $n_c = \frac{N_{c1}}{N_{a1}}$ - относительная величина прочности связей. Тогда для трех вариантов (7.19) соответственно будет:

$$1)\ n_c \geqslant 1; \quad 2)\ 0 < n_c < 1; \quad 3)\ n_c = 0. \qquad (7.20)$$

Принимая первый и третий варианты в качестве граничных и имея в виду, что при $n_c \geqslant 1$ $\eta_c = \bar{\eta}$, а при $n_c = 0$ $\eta_c = \check{\eta}$, а также принимая для простоты линейную зависимость η от n_c в интервале $0 < n_c < 1$, получаем для второго варианта формулу (2.41).

Переходя к учету защемлений в платформенных стыках в качестве связей, следует отметить, что проведенные в МНИИТЭПе исследования выявили существенный разброс глубин опирания перекрытий на стены; следовательно, и опорные моменты должны иметь значительный разброс, поэтому эти моменты при расчете прочности учитывать нецелесообразно. В то же время силы трения, обусловливаемые вертикальными силами обжатия, практически не зависят от колебаний глубин опирания перекрытий и могут быть учтены в расчете.

Необходимо также отметить, что пока не имеется экспериментальных данных о податливости на выдергивание из платформенных стыков концов перекрытий. Следовательно, нет возможности определять усилия в связях - платформенных стыках через деформации, и приходится ограничиваться упругой схемой расчета.

Усилия в связях - платформенных стыках возникают вследствие трения под действием вертикальной нагрузки, поэтому их сопротивление определяется выражением (2.44). Определив по формуле (2.44) прочность связей N_{ci}^{n}, подставляем ее величину в формулу (2.39), а затем вместо A в (2.22) или (2.24) для расчета высоты сжатой зоны X_i и в (2.41) для определения n_c, ограничивая при этом N_{ci} максимальной величиной N_{ai}, т.е. $N_{ci} \leqslant N_{ai}$.

В случае, когда учитываются одновременно оба типа связей, т.е. гибкие стальные анкеры и защемление, прочность связей, найденная по формулам (7.17) и (2.44), суммируется по формуле (2.45), после чего все расчеты продолжаются с учетом суммарной относительной прочности связей n_c; при этом ограничение $N_{ci} \leqslant N_{ai}$

проверяется из выражения $N_{ci}^{г} + N_{ci}^{п} \leq N_{ai}$.

Возможность учета рассмотренных типов связей при расчете прочности свободно опертых плит в некоторых случаях может лимитироваться не только самими связями, но также и жесткостью окружающих конструкций. Например, при опирании перекрытий на внутренние несущие стены, т.е. при симметричном стыке перекрытий со стенами, проверки жесткости окружающих конструкций, очевидно, не требуется. Если же стык односторонний, например, у торцов зданий при поперечных несущих стенах, то, по-видимому, может возникнуть необходимость проверки жесткости торцовой стены из ее плоскости на действие усилия в арматуре N_{a1}, нормальной к плоскости стены.

Влияние закрепления углов от подъема

В нормативной литературе формулы для расчета прочности железобетонных прямоугольных плит, опертых по контуру и трем сторонам, даны с учетом закрепления их углов от подъема (рис.22,а). В крупнопанельных жилых зданиях с платформенными стыками перекрытий со стенами углы плит перекрытий всегда прижаты, причем, как показали исследования, усилия прижатия достаточны, чтобы обеспечить схему излома без поднятия углов.

Однако возникает вопрос, потребуется ли установка в углах плит верхних сеток для восприятия отрицательных моментов, вызываемых реактивными усилиями, удерживающими углы от подъема.

В крупнопанельных зданиях в этом плане благоприятное влияние на работу углов оказывает последовательность монтажа несущих конструкций и относительно большая собственная масса несущей плиты перекрытия. Подъем углов от действия собственного веса плиты происходит одновременно с обжатием раствора швов, поэтому усилий, прижимающих углы, при этом не возникает. Эти усилия вызываются полезными нагрузками на плиту, которые составляют примерно столько же или немного более собственного веса.

Теоретически величины усилий, удерживающих углы плит от подъема, могут быть вычислены по [7]. Анализ показал, что в углах плит перекрытий крупнопанельных зданий верхние трещины не образуются при нагрузках, даже значительно превышающих расчетные; следовательно, усилия могут восприниматься бетоном и верхние арматурные сетки в углах можно не устанавливать.

Представляет, однако, практический интерес, что могло бы произойти, если бы по каким-либо причинам верхние трещины в углах плит образовались. Во-первых, ясно, что хрупкого разруше-

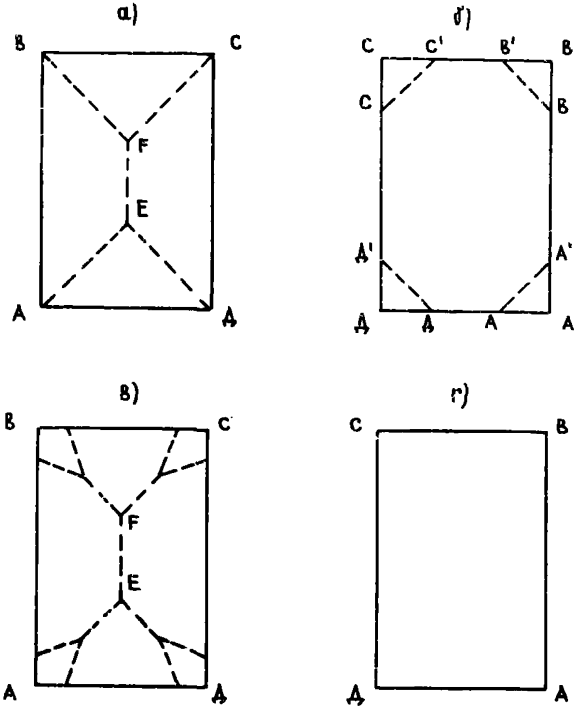


Рис.22. Схемы трещинообразования и излома плит, свободно или шарнирно-опертых по контуру:
а,в - нижняя поверхность; б,г - верхняя поверхность

ния в углах произойти не может, так как угловые элементы просто повернутся вокруг пластических шарниров по линиям а - а ... д - д (см.рис.22,а) и осядут на углы. Во-вторых, как показали опыты, прочность плит за вычетом работы всех угловых элементов уменьшается в среднем на 10%. Учитывая случайность и малую вероятность данного явления для плит крупнопанельных зданий, выключить из работы можно очевидно максимум 1-2 угла , при этом прочность плиты уменьшается всего на 3-5%, что, по существу, находится в пределах точности расчетов.

Представляет также интерес, насколько выше прочность плит с закрепленными от подъема и неразрушающимися углами по сравнению с плитами, у которых углы не закреплены и свободно поднимаются (рис.22,в). Этот интерес вызывается тем, что в экспериментальных исследованиях часто применяется схема без закрепления углов, как более простая.

Некоторые исследователи делали попытки теоретически оценить эту разницу. Так, в работе [7] повышение прочности плит с закрепленными углами оценивалось в 7–9%, изменяясь в зависимости от отношения пролетов $\lambda = \ell_2 / \ell_1$: при $\lambda \leq 1{,}6$ повышение прочности равно 9%, при $\lambda = 1{,}8$–2 – 8%, при $\lambda = 3$–7%. В работе [19] повышение прочности оценено при $\lambda = 1$ – 9%, при $\lambda = 2$ – 3,5%. С.М.Крылов [21] считает, что отношение прочностей плит с закрепленными и незакрепленными углами может изменяться в пределах 1,05–1,08.

Поскольку прямых опытов по сравнению указанных величин прочности не проводилось, приходится пользоваться пока изложенными теоретическими оценками.

К расчету трещиностойкости и прогибов плит с обычным армированием

К п.3.1. Проведенными в МНИИТЭПе [17] исследованиями установлена возможность и целесообразность учета защемления концов перекрытий в платформенных стыках при расчете по предельным состояниям второй группы. Это подтверждено также опытами НИИМосстроя [2]. Расчетные схемы, сочетания нагрузок, передаваемых на перекрытия при их монтаже и эксплуатации, в зданиях с платформенными стыками проанализированы в [26].

К п.3.2. Изгибающие моменты от нормативных нагрузок в сечениях плит перекрытий, защемленных в платформенных стыках, находятся по формулам строительной механики как для упругих систем. Обоснование этого приведено в [26].

К п.3.3. Величина коэффициента $C = 2$ принята в соответствии с [27–30], поскольку опыты [15] подтвердили идентичность нарастания прогибов при длительном действии нагрузки у плит, опертых по контуру, и балочных плит.

К п.3.4. Формулы (3.9) и (3.10) выведены на основе приближенной методики [29] определения прогибов плит, работающих в двух направлениях. При этом учитывались особенности от защемления плит платформенными стыками, что видно из схем, приведенных на рис. 23.

Расчет прочности с учетом пространственной работы, как показал анализ, не влияет на расчетную величину предельного прогиба $f_п$. В то же время, поскольку расчетные величины прочности с учетом пространственной работы $q(f)$ выше, чем по недеформированной схеме $q(0)$, то, как видно из рис.24, это уменьшает расчетную величину искомого прогиба f, приближая ее к данным эксперимента. Из рис.24 также видно, что если при нормативной

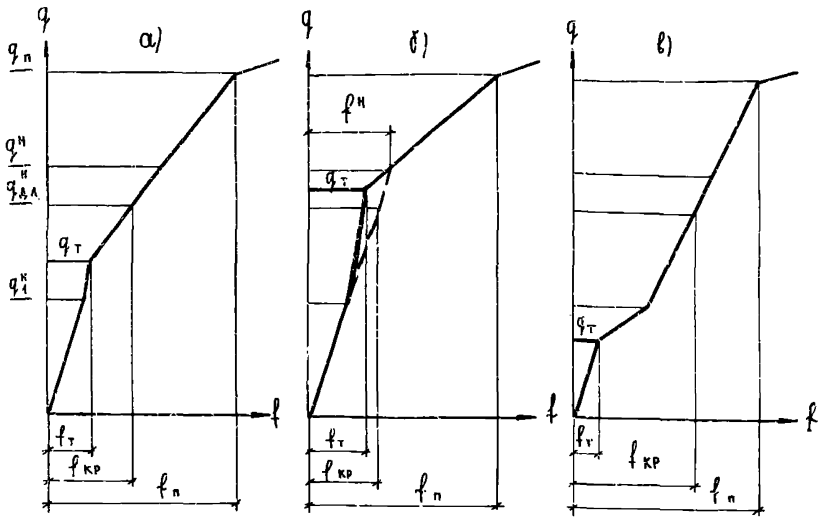


Рис.23. Принципиальные зависимости $q-f$ для плит, работающих в двух направлениях и частично защемленных в платформенных стыках, для вывода формул (3.9), (3.10):

а – при $q_т < q^н_{дл}$; б – при $q_т \geq q^н_{дл}$; в – при $q_т < q^н_1$

нагрузке трещины не образуются, т.е. $q^н \leq q_т$, то учет пространственной работы на расчетные величины прогибов влиять не будет.

Формула (3.16) отличается от формулы (52) [29] коэффициентами K_1 и K_2, которые согласно [13] вычисляются из выражений $K_1 = \psi_a / \nu_a$ и $K_2 = \frac{\nu_a}{\nu_\delta}$. Принимая согласно [20] и [30] для стадии эксплуатации $\nu_a = 1$ и $\nu_\delta = 0{,}45$ и согласно [23,24] $\psi_a \approx 0{,}9$, получаем $K_1 = 0{,}9$ и $K_2 \cong 2{,}2$. Величина $\xi_т$, как показал анализ, при расчете по предельным состояниям второй группы несущественно отличается от расчета по предельным состояниям первой группы.

Коэффициент η, определяемый по формуле (3.16), относится только к сечениям с трещинами, поэтому его правильнее вводить не в расчет прогиба f, определяемого по формулам (3.9),(3.10), в которых участвует и прогиб $f_т$ до образования трещин, а в расчет лишь предельного прогиба $f_п$ и, следовательно, кривизны $1/\rho_п$. В отличие от СНиП коэффициент η в формуле (3.17) является функцией от h_0 первой степени, что явно вытекает из выражения кривизны (3.16).

Коэффициент K_3, определяемый формулой (3.14), согласно [8]

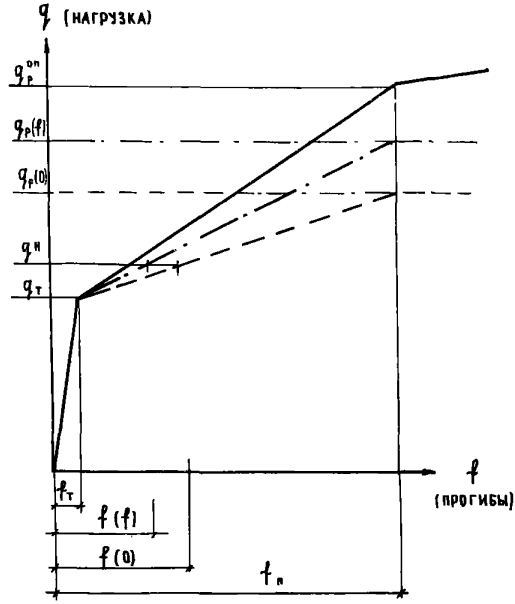


Рис.24. Влияние учета пространственной работы при расчете прочности на расчет прогибов:
——— – опытная кривая нагрузка–прогиб; – – – – при расчете прочности $q(0)$ и прогибов $f(0)$ по существующим нормам; – – • – – – то же, $q(f)$ и $f(f)$ с учетом пространственной работы; $q_т$ и $f_т$ – нагрузка и прогиб в момент трещинообразования; f_n – прогиб в предельном состоянии

выражает отношение предельных моментов у опор и в пролете, т.е. $K_3 = \frac{M_{1оп}}{M_{1пр}}$. Обоснование и вывод формулы (3.14) приведены в [26].

Коэффициент K_c, определяемый по формуле (3.18), для плит, опертых по контуру, представляет отношение предельного прогиба в центре плиты к прогибу точек пересечения линий излома E и F (см.рис.1). На рис.25 приведены опытные значения этого коэффициента. Аппроксимируя их прямой линией, получим зависимость (3.18). Тем самым найдена приемлемая для практики возможность учета увеличения предельного прогиба в центре плиты против определяе –

мых формулами "Руководства" [29] предельных прогибов в точках E и F. Это дает возможность не ограничивать расчет предельных прогибов интервалом $\lambda \leq 2$, как это сделано в 29 .

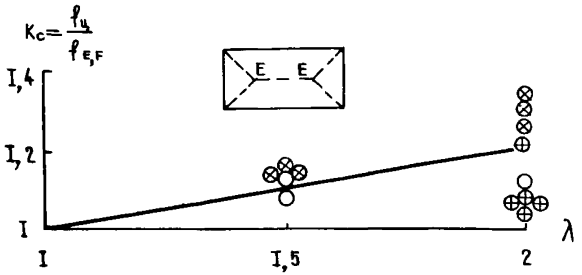


Рис.25. Отношения прогибов центра к прогибам точек E и F свободно опертых по контуру плит в предельной стадии, по опытам: ⊗ – [33]; ⊕ – 34; ○ – автора; ——— – аппроксимирующая прямая $K_c = 1 + 0{,}2\,(\lambda - 1)$.

Формула (3.19) принята по аналогии с (3.18). Формула (3.20), ввиду отсутствия опытных данных, получена теоретически, для чего изменение прогибов в плоскости симметрии плиты принято не линейным, как в (3.18), (3.19), а с некоторым запасом в виде параболы второй степени.

Формула (3.25) получена по тому же принципу, что и (3.18), но при эксплуатационных нагрузках. На рис.26 приведены опытные значения коэффициента $K_{гр}$ для плит, опертых по контуру, и аппроксимирующая прямая, соответствующая выражению (3.25). Формула (3.26) принята по аналогии с (3.25).

Ряд других пунктов этого раздела пояснены в [26].

К расчету преднапряженных плит

К пп.4.2, 4.3. Подбор сечений и проверка прочности предварительно напряженных в двух направлениях свободно опертых по контуру плит производится без учета прогибов, поскольку величина прогибов в предельном состоянии, как показали опыты [1, 6], у таких плит относительно невелика и получаемый эффект снижения расхода рабочей арматуры также мал. При таком расчете остается небольшой неучитываемый запас, который может быть реализован после накопления большего объема экспериментальных исследований.

К пп.4.4, 4.5. В плитах с напрягаемой арматурой одного направления углы θ наклона диагональных линий излома к краям плиты приняты в общем случае неравными 45° и определяются по

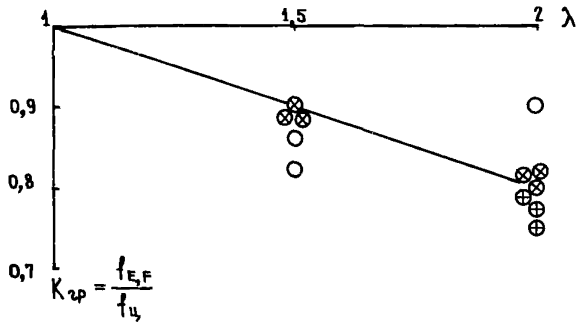


Рис.26. Отношения прогибов точек E и F к прогибам центра свободно опертых по контуру плит в стадии эксплуатации. Обозначения - по рис.25; ——— - аппроксимирующая я прямая $K_{гр}$ = = 1 - 0,2 (λ -1).

формулам (4.5), (4.6). Основанием для этого послужили опыты МИСИ им. В.В.Куйбышева, а также испытания плит для домов серии 83, проведенные АКБ-2 ЦНИИЭП жилища в г.Обнинске (см. рис. 17,б). Формула (4.5) аналогична (7.4) и получена из тех же предпосылок, однако отличается структурой коэффициента $m_н$ (вместо m). Этот коэффициент, как и при обычном армировании, означает отношение погонных предельных моментов внутренних сил направлений l_2 и l_1. В данном случае принято отношение моментов трещинообразования, что, как установлено выше в пояснениях к пп. 2.2 - 2.10 и в [12], дает лучшее совпадение с опытами.

Исходя из этого, получаем

$$m_н = \frac{m_{т2}}{m_{т1}} = \frac{R_{рII} W_т}{R_{рII} W_т + M^я_{об}} . \qquad (7.21)$$

Принимая согласно СНиП

$$W_т = \frac{b h^2}{3,5} \quad и \quad M^я_{об} \approx \sigma_{o2} F_н (e_{он} + r_{у.в}), \quad находим$$

$$m_н = \frac{1}{1 + \frac{3,5 \sigma_{02} F_н (e_{он} + r_{у.в})}{R_{рII} b h^2}} , \qquad (7.22)$$

где σ_{02} – предварительное напряжение в арматуре за вычетом всех потерь.

Учитывая, что напрягаемая арматура обычно совпадает с направлением l_1, величину b можно заменить на l_2. Кроме того, как показал анализ, для плоских плит перекрытий жилых и общественных зданий ($e_{он} + \eta_{у.в}$) $\approx 0{,}4h$, а $\sigma_{02} \approx 0{,}75\sigma_0$, где σ_0 – предельная величина предварительного напряжения по СНиП. Подставляя эти величины в (7.22) и округляя с некоторым запасом, получаем формулу (4.6).

Формулу (4.6) удобно использовать при проверке прочности (п.4.5). Что касается подбора сечений (п.4.4), то во избежание многоступенчатого приближения на основании анализа рекомендуется следующее. Приняв $tg\,\theta = 1$ и решив (4.5) относительно $m_н$, найдем его граничную величину, соответствующую $\theta = 45^\circ$

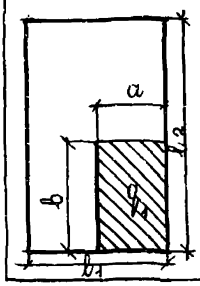
$$m_{гр} = \frac{\lambda}{3\lambda - 1}. \qquad (7.23)$$

Анализ показал, что при $m_н \geqslant m_{гр}$ угол $\theta \leqslant 45^\circ$ и расчетная величина $q_{нес}$ может оказаться завышенной. Реальные минимальные значения $m_н$ близки к 0,5, максимальные же ограничиваются $m \leqslant 1$. График формулы (7.23) пересекает ординату $m = 0{,}5$ в точке с $\lambda = 1$, а при $\lambda > 1$ $m_{гр} < 0{,}5$. Следовательно, если учесть, что при $\lambda \geqslant 1$ реальные значения $m_{мин} \approx 0{,}5$, то $m_{гр} \leqslant m_н$, а угол $\theta \geqslant 45^\circ$ и расчет будет вестись с небольшим запасом. Это позволяет принять $\lambda = 1$ в качестве граничной величины, т.е. при $\lambda \geqslant 1$ не учитывать изменения $q_{нес}$ по сравнению с расчетом при $\theta = 45^\circ$ и таким образом принять коэффициент корректировки общих формул для подбора прочности (2.3)-(2.6) $K_\theta = 1$.

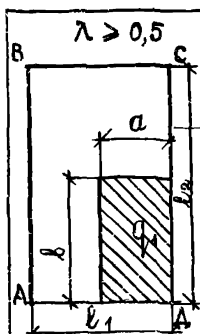
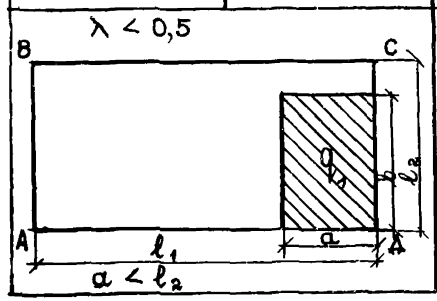
В качестве второй граничной величины λ принято $\lambda = 0{,}5$, при котором реальное изменение $q_{нес}$ при учете θ по формулам (4.3), (4.4) составляет 7%, следовательно, при $\lambda = 0{,}5$ можно принять $K_\theta = 1{,}07$. Интерполируя K_θ в интервале $0{,}5 < \lambda < 1$, с некоторым округлением получаем формулу (4.2).

Формулы для объемов тел, образующихся под местными нагрузками при единичных перемещениях центра прямоугольных плит (см. рис.6)

а – опертых по контуру

Схемы и параметры местных нагрузок		Формулы для объемов
	$a \leq \frac{l_1}{2}$	$\frac{1}{3}\frac{a^2}{l_1}(3b-a)$
	$\frac{l_1}{2} \leq b \leq (l_2 - \frac{l_1}{2})$	
	$a \geq \frac{l_1}{2}$	$a(a+2b)-\frac{l_1}{4}(4a+2b-l_1)-\frac{a^2}{3l_1}(a+3b)$

б – опертых по трем сторонам

$\lambda \geq 0{,}5$ 	$a \leq \frac{l_1}{2}$	То же, что при опирании по контуру
	$b \geq \frac{l_1}{2}$	ВС – свободный край
	$a \geq \frac{l_1}{2}$	
$\lambda < 0{,}5$ 		$\frac{a}{6l_2}(3b-a)$ ВС – свободный край

ПЕРЕЧЕНЬ ЕДИНИЦ СИСТЕМЫ СИ

1 МПа = 10 кгс/см^2

1 кПа = 100 кгс/м^2

1 Па = 0,1 кгс/м^2

1 кН = 100 кгс

1 кНм = 100 кгс.м

1 Н = 0,1 кгс

1 МПа.1 см^2 = 0,1 кН

1 МПа.1 см^3 = 0,001 кН.м

1 кПа.1 м^3 = 1 кН.м

1 кНм.1 м$^{-3}$ = 1 кПа

1 кПа = 1 кН/м^2

1 Па = 1 Н/м^2

ЛИТЕРАТУРА

1. Баулин Д.К. Междуэтажные перекрытия из легких бетонов. – М.: Стройиздат, 1974.

2. Белавин Ф.С., Бирулин Ю.Ф., Мощевитин Г.Т., Чубаров Л.П. Исследование междуэтажных перекрытий прокатного производства с защемлением опорных участков стенами. В кн.: Совершенствование технологии строительства жилых и гражданских зданий, – М.: НИИМосстрой, 1977.

3. Вайнберг Д.В., Вайнберг Е.Д. Расчет пластин. – Киев: изд. Будивельник, 1970.

4. Гвоздев А.А. Метод предельного равновесия в применении к расчету железобетонных конструкций, т.У, вып.2. – М.–Л.: АН СССР, 1949.

5. Гвоздев А.А. Обоснование § 33 Норм проектирования железобетонных конструкций. – Строительная промышленность, 1933, № 3.

6. Данилина Т.К., Гитман Ф.Е. Панели перекрытий, предварительно напряженные в двух направлениях. – Жилищное строительство, 1982, № 1.

7. Дубинский А.М. Расчет несущей способности железобетонных плит и оболочек. – Киев.: изд. Будивельник, 1976.

8. Зайцев Л.Н. Исследование трещинообразования, деформаций и несущей способности неразрезных железобетонных плит. — В кн.: Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1972.

9. Зырянов В.С. К расчету по деформированной схеме плит, опертых по контуру. – Бетон и железобетон, 1977, № 4.

10. Зырянов В.С. К расчету прочности свободно опертых по контуру плит. – Бетон и железобетон, 1980, № 8.

11. Зырянов В.С. К расчету прочности опертых по контуру плит перекрытий панельных зданий. В кн.: Конструкции крупнопанельных зданий. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1980.

12. Зырянов В.С. Направления линий излома в плитах, опертых по контуру. – Бетон и железобетон, 1983, № 1.

13. Зырянов В.С. Ограничение предельных прогибов плит, опертых по контуру. – Бетон и железобетон, 1981, № 3.

14. Зырянов В.С. О рациональном армировании перекрытий. – Жилищное строительство, 1979, № 10.

15. Зырянов В.С. Прогибы опертых по контуру плит при длительном действии нагрузки.– Бетон и железобетон, 1980, № 10.

16. Зырянов В.С. Экспериментальные исследования плит, опертых по трем сторонам. – Жилищное строительство, 1980, № 9.

17. Зырянов В.С., Рубинштейн Л.М. Исследование несущей способности и деформативности перекрытий, защемленных стенами на одной опоре. – В кн.: Исследования прочности и деформаций конструкций многоэтажных зданий. – М.: Стройиздат, 1973.

18. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. ВСН 32-77. – М.: Стройиздат, 1978.

19. Калманок А.С. Расчет пластинок. – М.: Госстройиздат, 1959.

20. Коковин О.А. Деформации изгибаемых и внецентренно сжатых элементов при кратковременно действующей нагрузке в стадиях, близких к разрушению. – В кн.: Прочность и жесткость железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат. 1968.

21. Крылов С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. – М.: Стройиздат, 1964.

22. Крылов С.М. Экспериментальное исследование работы железобетонных перекрытий каркасных зданий. В сб.: Исследование свойств бетона и железобетонных конструкций, вып.4. – М.: Госстройиздат, 1959.

23. Мулин Н.М., Гуща Ю.П., Мамедов Т.И. Прочность балок и их деформации в стадии, близкой к разрушению. В кн.: Новое о прочности железобетона. – М.: Стройиздат, 1977.

24. Предельные состояния железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1976.

25. Приложение к постановлению Госстроя СССР от 19.03.81г., № 41.

26. Рекомендации по расчету плит перекрытий крупнопанельных зданий. – М.: ГлавАПУ-МНИИТЭП, 1977.

27. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1978.

28. Руководство по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. – М.: Стройиздат, 1977.

29. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1975.

30. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1976.

31. Шадурский В.Л. Таблицы для расчета упругих прямоугольных плит. – М.: Стройиздат, 1976.

32. Эпп А. Я. Экспериментальное исследование несущей способности изгибаемых и внецентренно растянутых плит, опертых по контуру. В кн.: Совершенствование железобетонных конструкций для промышленного строительства. - М.: Стройиздат, 1976.

33. Bach C. und Graf O. Versucne mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbeton - platten. Berlin, 1915.

34. Graf O. Versuche mit allseitig aufliegenden rechteckigen Eisenbetonplatten under gleichmassig verteilter Belastung.- Deutscher Ausschuss fur Eisenbeton. Berlin, 1926, Heft 56.

35. Jain O.P., Jain S.C. Deflection considerations in slabs designed on the yield line theory.- The Indian Concrete Journal, 1966, Vol. 40, N. 8.

СОДЕРЖАНИЕ

Основные буквенные обозначения 3
Введение 6
1. Общие положения 7
2. Расчет прочности 7
Подбор арматуры свободно опертых плит 7
Проверка прочности свободно опертых плит 11
Подбор арматуры шарнирно опертых плит 17
Проверка прочности шарнирно опертых плит 18
Расчет прочности плит с несколькими нагрузками 21
3. Расчет по предельным состояниям второй группы 23
Сочетания нагрузок 23
Проверка по образованию трещин. 24
Расчет прогибов при отсутствии трещин 26
Расчет прогибов при наличии трещин 28
Проверка раскрытия трещин 30
Расчет прогибов и раскрытия трещин при разнотипных нагрузках 32
4. Особенности расчета предварительно напряженных плит ... 33
5. Рекомендации по конструированию 38
6. Примеры расчета 41

Приложение 1. Обоснования и пояснения некоторых расчетных положений, формул и графиков 65

Приложение 2. Формулы для объемов тел под местными нагрузками при единичных перемещениях 90

Приложение 3. Перечень единиц системы СИ 91

Литература 92

Редактор Э.А.Архитектор
Технический редактор Л.Б.Анисимова

л-107213 Подписано к печати 11.8.83г. Формат 60x90/16
Офс. 80 гр. школьный п/ж. Усл.печ. 2. Уч. изд.2
Изд.заказ №23 Тип. заказ № 394 Тираж 800 экх Цена 35 коп.

Ротапринт ОМПР и ВП ЦНИИЭП жилища
127434 . Москва.Дмитровское шоссе,9 корп "Б"
Тел. 216-41-20

gost.e-ecolog.ru