

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА

УДК 624.073.4.012

С. Д. Семенюк, д-р техн. наук, Г. С. Шаховская

ПРОЧНОСТЬ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ МНОГОПУСТОТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ, УСИЛЕННЫХ СОЗДАНИЕМ НЕРАЗРЕЗНОСТИ

В статье рассматривается несущая способность многопустотных железобетонных плит, усиленных созданием неразрезности, по сжатой зоне сечения и по растянутой арматуре. После создания неразрезности выделяется три зоны усиленных конструкций, для которых в общем виде и конкретизированных приводится расчет прочности нормальных сечений усиленных плит.

Введение

Реконструкция зданий и сооружений часто сопровождается исполнением усиления железобетонных многопустотных плит покрытий и перекрытий. Усиление плит перекрытий происходит под нагрузками, минимальной из которых является собственный вес конструкций. Это вносит особенность в расчет усиленных конструкций и прогнозирование их дальнейшей эксплуатации. Как отмечается в [1], усиление многопролетных шарнирно опертых кон-

струкций может производиться установкой дополнительных связей над опорами в виде надпорной арматуры с целью обеспечения неразрезности усиливаемой конструкции. Дополнительная надпорная арматура может устанавливаться при наращивании в верхней зоне конструкций, при бетонировании расширенных швов между плитами или вскрытых пустот смежных многопустотных панелей (рис. 1).

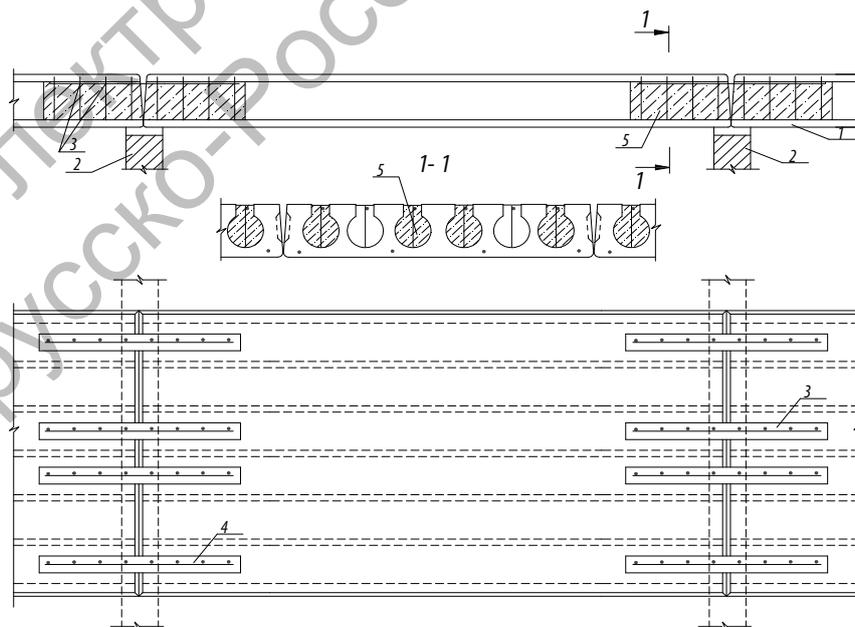


Рис. 1. Усиление многопустотных железобетонных плит обеспечением их неразрезности: 1 – усиливаемые плиты; 2 – ригель (стена); 3 – арматурный каркас; 4 – отверстия в плитах; 5 – бетон омоноличивания

При таком методе усиления несущая способность самой усиливаемой конструкции, как правило, не изменяется, а изменяются усилия от внешней нагрузки, которые перераспределяются между усиливаемым и усиливающим элементами пропорционально жесткостным характеристикам. Толщина шва между торцами усиливаемых плит перекрытий является различной и может колебаться от 20 до 200 мм. Бетон, которым выполняется наращивание и замоноличивание вскрытых пустот смежных многпустотных панелей, мо-

жет отличаться от бетона усиливаемых конструкций прочностными и деформационными характеристиками. При проектировании усиления конструкций обеспечением их неразрезности дополнительная арматура должна заводиться за точку нулевых моментов объемлющей эпюры на зону не менее минимальной длины анкеровки, принимаемой для растянутых стержней согласно [1, пп. 11.2.31–11.2.34]. Вышеизложенное представим на примере трехпролетной балки (рис. 2).

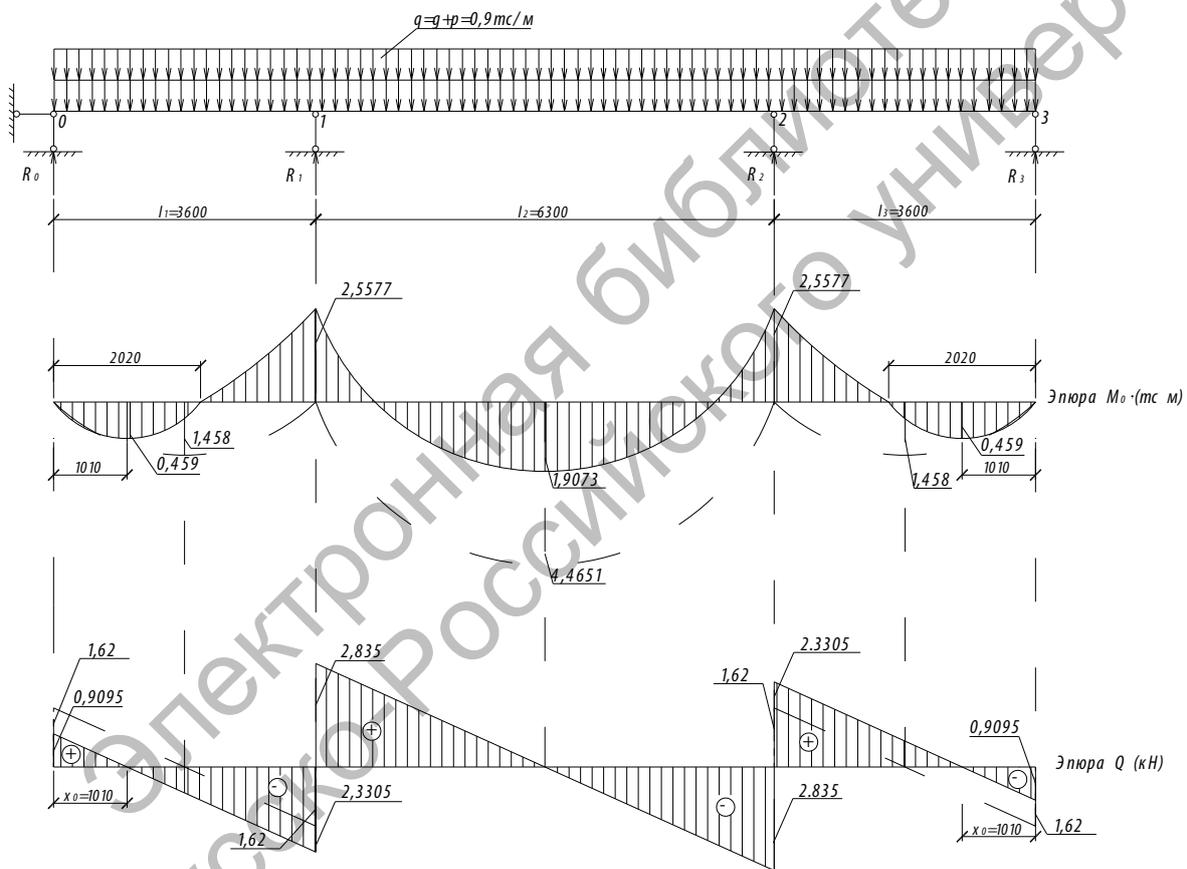


Рис. 2. Суммарная эпюра M и Q для случая $l_1 < l_2$

Статический расчет

1. Балка дважды статически неопределима, т. к. $n = C_{on} - 3 = 5 - 3 = 2$.
2. Для каждого пролета, как для простой балки, вычисляем действительные опорные реакции A^0 и B^0 , изгибающие

моменты, необходимые для построения эпюр M_0 , а в дальнейшем – для получения ординат суммирующей эпюры M , и фиктивные опорные реакции A^ϕ и B^ϕ .

Пролет 1 (рис. 3)

$$A_1^0 = B_1^0 = \frac{q \cdot l_1}{2} = \frac{0,9 \cdot 3,6}{2} = 1,62 \text{ тс};$$

$$M_{A1}^0 = 0;$$

$$M_{\max}^0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,9 \cdot 3,6^2}{8} = 1,458 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$A_1^\Phi = B_1^\Phi = \frac{q \cdot l_1^3}{24} = \frac{0,9 \cdot 3,6^3}{24} = 1,7496 \text{ тс} \cdot \text{м}^2.$$

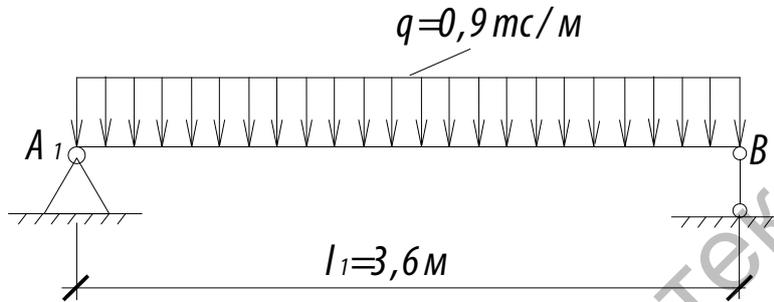


Рис. 3. К расчету изгибающих моментов

Пролет 2 (рис. 4)

$$A_2^0 = B_2^0 = \frac{q \cdot l_2}{2} = \frac{0,9 \cdot 6,3}{2} = 2,835 \text{ кН};$$

$$M_{A2}^0 = 0;$$

$$M_{\max}^0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,9 \cdot 6,3^2}{8} = 4,465 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$A_2^\Phi = B_2^\Phi = \frac{q \cdot l_2^3}{24} = \frac{0,9 \cdot 6,3^3}{24} = 9,376 \text{ тс} \cdot \text{м}^2.$$

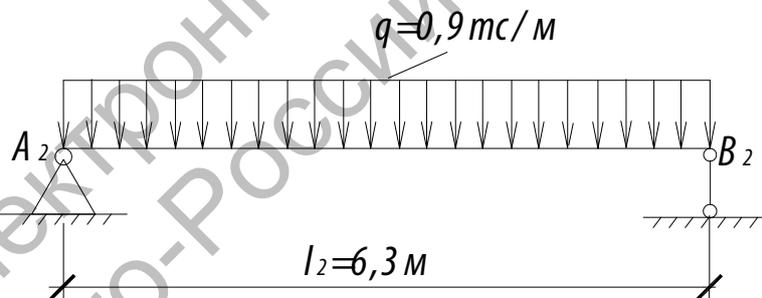


Рис. 4. К расчету изгибающих моментов

Пролет 3 (рис. 5)

$$A_3^0 = B_3^0 = \frac{q \cdot l_3}{2} = \frac{0,9 \cdot 3,6}{2} = 1,62 \text{ тс};$$

$$M_{A3}^0 = 0;$$

$$M_{\max}^0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,9 \cdot 3,6^2}{8} = 1,458 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$A_3^\Phi = B_3^\Phi = \frac{q \cdot l_3^3}{24} = \frac{0,9 \cdot 3,6^3}{24} = 1,7496 \text{ тс} \cdot \text{м}^2.$$

3. Составляем уравнение трех моментов:

– для опоры 1

$$M_0 \cdot l_1 + 2 \cdot M_1 (l_1 + l_2) + M_2 \cdot l_2 = -6 (B_1^\Phi + A_2^\Phi),$$

т. к. $M_0 = 0$, уравнение примет вид:

$$2M_1(l_1 + l_2) + M_2 \cdot l_2 = -6(B_1^{\phi} + A_2^{\phi});$$

$$2M_1(3,6 + 6,3) + M_2 \cdot 6,3 =$$

$$= -6 \cdot (1,7496 + 9,3767);$$

$$19,8M_1 + 6,3M_2 = -6 \cdot 11,1263.$$

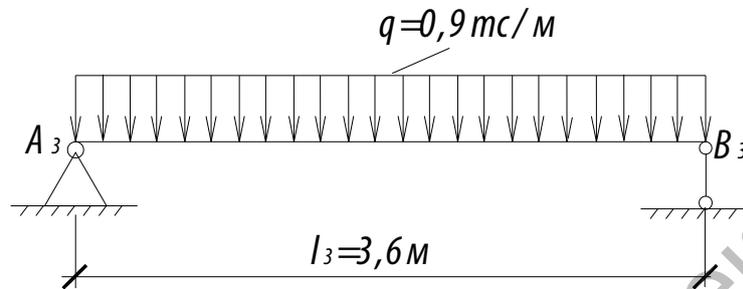


Рис. 5. К расчету изгибающих моментов

Для упрощения уравнения разделим все его члены на 6:

$$3,3M_1 + 1,05M_2 = -11,1263;$$

– для опоры 2

$$M_1 \cdot l_2 + 2 \cdot M_2(l_2 + l_3) = -6(B_1^{\phi} + A_2^{\phi});$$

$$M_1 \cdot 6,3 + 2M_2 \cdot (6,3 + 3,6) =$$

$$= -6(9,3767 + 1,7496);$$

$$-1,05M_1 - 3,3M_2 = 11,1263.$$

Алгебраически складываем уравнения:

$$3,3M_1 + 1,05M_2 = -11,1263;$$

$$-1,05M_1 - 3,3M_2 = 11,1263;$$

$$2,25M_1 - 2,25M_2 = 0,$$

откуда

$$M_1 = M_2 = \frac{-11,1263}{4,35} = -2,5577.$$

4. Определяем опорные реакции неразрезной системы (как для многопролетной балки):

$$R_n = R_n^0 - \frac{M_n - M_{n-1}}{l_n} - \frac{M_n - M_{n+1}}{l_{n+1}};$$

$$R_0 = A_1^0 - \frac{M_0 - M_1}{l_1} =$$

$$= 1,62 - \frac{0 - (-2,5577)}{3,6} = 0,90951 \text{ тс};$$

$$R_1 = B_1^0 + A_2^0 - \frac{M_1 - M_0}{l_1} - \frac{M_1 - M_2}{l_2} =$$

$$= 1,62 + 2,836 - \frac{(-2,5577 - 0)}{3,6} -$$

$$- \frac{(-2,5577 - (-2,5577))}{6,3} = 5,1655 \text{ тс};$$

$$R_2 = B_2^0 + A_3^0 - \frac{M_2 - M_1}{l_2} - \frac{M_2 - M_3}{l_3} =$$

$$= 2,835 + 1,62 - \frac{0}{6,3} - \frac{(-2,5577)}{3,6} =$$

$$= 5,1655 \text{ тс};$$

$$R_3 = B_3^0 - \frac{M_3 - M_2}{l_3} =$$

$$= 1,62 - \frac{(0 - (-2,5577))}{3,6} =$$

$$= 1,62 - 0,7105 = 0,9095 \text{ тс};$$

$$\begin{aligned}\Sigma Y &= R_0 + R_1 + R_2 + R_3 - (l_1 + l_2 + l_3) \cdot q = \\ &= 0,9095 + 5,1655 + 5,1655 + 0,9095 - \\ &\quad - 13,5 \cdot 0,9 = 12,15 - 12,15 = 0.\end{aligned}$$

Следовательно, опорные реакции определены правильно.

5. Определяем поперечные силы в характерных сечениях для построения эпюры Q :

$$\begin{aligned}Q_0 &= R_0 = 0,9095 \text{ тс}; \\ Q_1^{лев} &= Q_0 - q \cdot l_1 = 0,90959 - \\ &\quad - 0,9 \cdot 3,6 = -2,3305 \text{ тс}; \\ Q_1^{np} &= Q_1^{лев} + R_1 = -2,3305 + \\ &\quad + 5,1655 = 2,835 \text{ тс}; \\ Q_2^{лев} &= Q_1^{np} - q \cdot l_2 = 2,835 - \\ &\quad - 0,9 \cdot 6,3 = -2,835 \text{ тс}; \\ Q_2^{np} &= Q_2^{лев} + R_2 = -2,835 + \\ &\quad + 5,1655 = 2,3305 \text{ тс}; \\ Q_3 &= -R_3 = -0,9096 \text{ тс}.\end{aligned}$$

6. Суммарную эпюру изгибающих моментов строим путем сложения ординат эпюр M_0 с соответствующими им ординатами эпюры опорных моментов. В сечении посередине пролета $M_0 = 1,458$ тс·м, $M_{оп} = -1,2788$ тс·м, следовательно, суммарный изгибающий момент в этом сечении

$$\begin{aligned}M &= M_0 + M_{оп} = 1,458 - 1,2788 = \\ &= 0,1791 \text{ тс} \cdot \text{м}.\end{aligned}$$

Для определения M_{\max} в этом пролете найдем расстояние x_0 до сечения, в котором $Q = 0$. Составим выражение поперечной силы для этого сечения и приравняем его к нулю:

$$\begin{aligned}Q_{x_0} &= R_0 - q \cdot x_0 = 0; \\ x_0 &= \frac{R_0}{q} = \frac{0,9095}{0,9} = 1,01057 \text{ м};\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= R_0 \cdot x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2} = \\ &= 0,9095 \cdot 1,01057 - \frac{0,9 \cdot 1,01057^2}{2} = \\ &= 0,45956 \text{ тс} \cdot \text{м}.\end{aligned}$$

Изгибающий момент во втором пролете составит:

$$\begin{aligned}M_0 &= -4,4651 \text{ тс} \cdot \text{м}; \\ M_{он} &= 2,5577 \text{ тс} \cdot \text{м}; \\ M &= M_0 + M_{он} = 2,5577 - 4,4651 = \\ &= -1,9074 \text{ тс} \cdot \text{м}.\end{aligned}$$

Расстояние от левой опоры до сечения, в котором $M_{np} = 0$, найдем из выражения

$$\begin{aligned}0 &= R_0 \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}; \\ R_0 &= 0,5 \cdot q \cdot x; \\ x &= \frac{R_0}{0,5q} = \frac{0,9095}{0,5 \cdot 0,9} = 2,02 \text{ м}.\end{aligned}$$

Расчет прочности нормальных сечений к продольной оси элемента

При расчете прочности нормальных сечений к продольной оси элемента в расчет вводится «приведенный» бетон с прочностными и деформативными характеристиками, зависящими от предельной сжимаемости исходных бетонов, напряженно-деформируемого состояния сборных элементов до приобретения бетоном омоноличивания заданной прочности, геометрии и компоновки сечения [3].

Определение предельных усилий в нормальных сечениях основывается на следующих предпосылках:

– связь между напряжениями и деформациями «приведенного» бетона, а также между напряжениями и дефор-

мациями арматуры принимают в виде билинейной зависимости (рис. 6);

– для средних деформаций «приведенного» бетона и арматуры считается справедливым линейный закон распределения по высоте сечений;

– в качестве расчетного принимают сечение со средней высотой сжатой зоны « x », соответствующей средним деформациям;

– сопротивление расчетного сечения будет исчерпано, если деформации крайних сжатых волокон «приведенного» бе-

тона для растянутой арматуры достигают предельных значений.

Прочность нормальных сечений находится в зависимости от степени использования сопротивления сжатого бетона и растянутой арматуры. При работе плит пустотного настила, усиленных созданием неразрезности, армированных сталью, имеющей физический предел текучести, считаем, что сопротивление арматуры и бетона используется полностью.

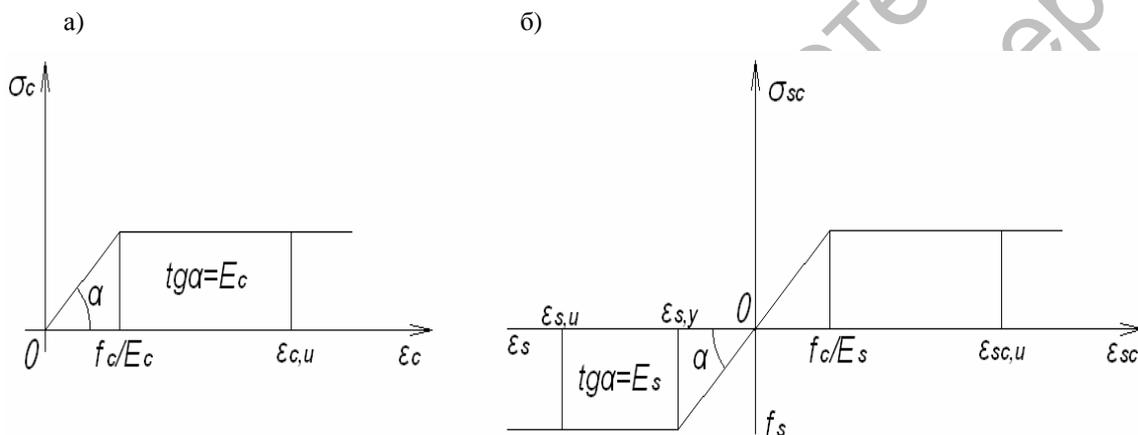


Рис. 6. Диаграммы σ – ϵ : а – для бетона; б – для арматурных сталей, имеющих физический предел текучести

Традиционное усиление плит пустотного настила использует решения по постановке дополнительной арматуры в пролетные пустоты плит, при этом расчетная схема усиливаемых конструкций будет такая же, как и при расчете базовой конструкции.

В общем виде проверку прочности нормальных сечений (рис. 7) производят из условия

$$M_{sd} \leq M_u = 0,5 \cdot f_{cred} \cdot b \cdot x \cdot [(1 + \lambda_{red}) \times d - 0,33 \cdot x \cdot (1 + \lambda_{red} + \lambda_{red}^2)] + \sigma_{sc} \times A_{sc} \cdot (d - c'); \quad (1)$$

по растянутой арматуре

$$M_{sd} \leq M_u = \sum f_{yd} \cdot A_{st} \times \left[d - \frac{x \cdot (1 + \lambda_{red} + \lambda_{red}^2)}{3 \cdot (1 + \lambda_{red})} \right], \quad (2)$$

где

$$\lambda_{red} = 0,93 - 0,014 \cdot f_{c,red}; \quad (3)$$

$$f_{c,red} = f_{c,c0} \left(1 - \frac{S_{om}}{S} \right) + f_{c,om} \cdot \frac{S_{om}}{S}. \quad (4)$$

В (4) S_{om} и S – статические моменты площадей омоноличивающей части сжатой зоны и всей сжатой зоны расчетного сечения относительно нейтральной оси $x = x_{c,lim}$,

$$x_{c,lim} = \frac{\alpha \cdot f_{c,c\bar{o}} \cdot d}{\alpha \cdot f_{c,c\bar{o}} + f_{sd}(1 - \lambda_{c\bar{o}})} \quad (5)$$

Напряжение в сжатой арматуре определяем из выражения

$$\sigma_{sc} = f_{ck} \cdot \frac{\alpha_{red}}{1 - \alpha_{red}}, \quad (6)$$

где f_{ck} – нормативное (параметрическое) сопротивление бетона осевому сжатию;

$$\alpha_{red} = \frac{E_s}{E_{c,red}}, \quad (7)$$

где E_s – модуль упругости арматуры; $E_{c,red}$ – модуль упругости «приведенного» бетона:

$$E_{c,red} = f_{c,red} / \left(\left[1 - \lambda_{c\bar{o}} \cdot \left(1 - \frac{S_{om}}{S} \right) - \lambda_{om} \cdot \frac{S_{om}}{S} \right] \cdot \left[\frac{f_{c,c\bar{o}}}{E_{c,c\bar{o}}(1 - \lambda_{c\bar{o}})} \left(1 - \frac{S_{om}}{S} \right) + \frac{f_{c,om} - S_{om}}{E_{c,om}(1 - \lambda_{om}) \cdot S} \right] \right) \quad (8)$$

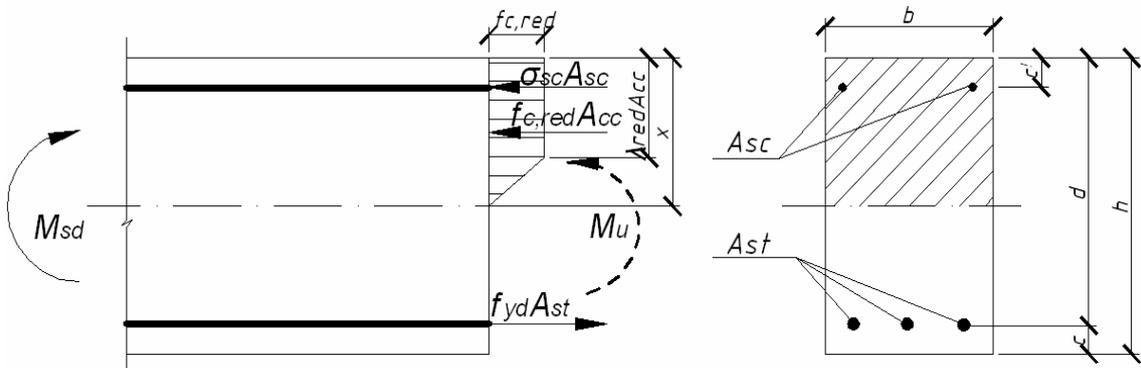


Рис. 7. К расчету прочности нормальных сечений

В зависимости от кубиковой прочности бетона $f_{c,cube}^G$ модуль упругости сборного или омоноличивающего бетона определяют по формуле

$$E_{c,c\bar{o}(om)} = \frac{55000 \cdot f_{c,cube,c\bar{o}(om)}^G}{19 + f_{c,cube,c\bar{o}(om)}}; \quad (9)$$

$\lambda_{c\bar{o}}$, λ_{om} находят по формуле (3) при соответствующих прочностных характеристиках бетона.

Высоту сжатой зоны определяем из выражения

$$f_{c,red} \cdot b \cdot x \cdot 0,5(1 + \lambda_{red}) + \sigma_{sc} \cdot A_{sc} = \sigma_{st} \cdot A_{st}, \quad (10)$$

где σ_{st} вычисляется по формуле (при ра-

боте стали в упругой стадии)

$$\sigma_{st} = \frac{\alpha_{red} \cdot f_{c,red} (d - x)}{x(1 - \lambda_{red})}. \quad (11)$$

Совместное решение (10) и (11) приводит к квадратному уравнению

$$A_1 \cdot x^2 + A_2 \cdot x + A_3 = 0. \quad (12)$$

Коэффициенты A_1 , A_2 , A_3 находят по следующим формулам:

$$A_1 = 0,5 \cdot f_{c,red} \cdot b(1 - \lambda_{red}); \quad (13)$$

$$A_2 = \alpha_{red} \cdot f_{c,red} \cdot A_{st} + \sigma_{sc} \cdot A_{sc}(1 - \lambda_{red}); \quad (14)$$

$$A_3 = -\alpha_{red} \cdot f_{c,red} \cdot A_{st} \cdot d. \quad (15)$$

Анализ эпюры моментов усиленной конструкции позволяет определить в каждом пролете три характерных участка (рис. 8).

Для элементов участка I как до, так и после усиления изгибающий момент

имеет положительный знак (см. рис. 8).

На участке II эпюра изгибающих моментов до усиления конструкции имеет положительный знак, после создания неразрезности – отрицательный.

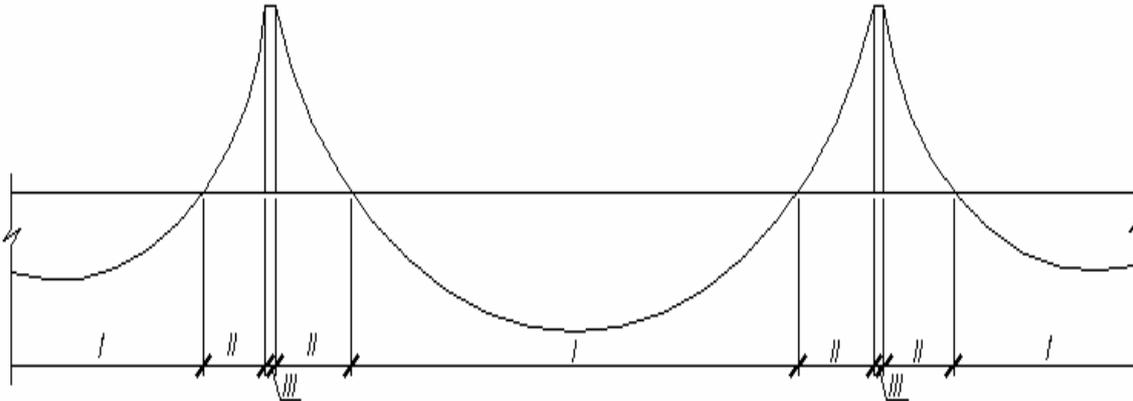


Рис. 8. Схема характерных участков на суммарной эпюре изгибающих моментов

Элементарные слои основного сечения конструкции после усиления будут разрушаться, и отрицательный момент будет воспринимать дополнительная надпорная арматура. Поэтому при определении жесткостных характеристик сечений для бетона омоноличивания и надпорной арматуры используются обычные диаграммы деформирования, а для бетона усиливаемой конструкции и для пролетной арматуры – диаграммы деформирования на ветвях разгрузки.

Для учета особенностей деформирования шва между торцами плит при расчете усиленной созданием неразрезности конструкции (участок III) вводится дополнительный элемент, равный толщине шва. При этом для бетона омоноличивания вводится обычная диаграмма деформирования, а для бетона усиливаемой конструкции – диаграммы деформирования только на сжатие с учетом корректировки модуля деформаций по представленной зависимости.

Заключение

В соответствии с СНБ 5.03.01-02 в виде замкнутого решения приведен расчет прочности нормальных сечений, усиленных созданием неразрезности железобетонных многоярусных плит. При этом использована упругопластическая модель, позволяющая находить несущую способность элементов при известных геометрических, прочностных и деформативных характеристиках материалов конструкции. В общем виде расчет производится для сборно-монолитных конструкций с разными характеристиками бетона омоноличивания, арматуры и усиливаемого элемента.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лазовский, Д. Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений : монография / Д. Н. Лазовский. – Новополоцк : Полоцкий гос. ун-т, 1998. – 240 с.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.

3. **Борисевич, А. А.** Строительная механика : учебник для вузов / А. А. Борисевич, Е. М. Сидорович, В. Н. Игнатюк. – Минск : БНТУ, 2007. – 821 с.

4. **Семенюк, С. Д.** Железобетонные про-

странственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании : монография / С. Д. Семенюк. – Могилев : Белорус.-Рос. ун-т, 2003. – 269 с.

Белорусско-Российский университет
Материал поступил 27.10.2008

S. D. Semenyuk, G. S. Shakhovskaya
Durability of normal sections of hollow
ferro-concrete plates strengthened by
creation of fixity

Carrying ability of hollow ferro-concrete plates strengthened by creation of fixity, on the compressed zone of section and on the stretched fixture is considered in the article. After creation of fixity three zones of the strengthened designs are defined. For the zones in a general view and concretized the calculation of strength of normal sections of the strengthened plates is given.