

17. Клевцов В.А., Садовский Ю.И. Экспериментальные исследования работы торцевых зон шарнирно опертых колонн полого сечения // Техника, технология, организация и экономика строительства: Межвед. сб. научных трудов / Минск: Наука и техника, 1988. – вып. 14 - с.39-41.
18. Рак Н.А., Садовский Ю.И. Методика расчета прочности торцевых зон шарнирно опертых колонн кольцевого сечения // Вести БГТУ. – 2003. - № 1. - с. 129 – 135.

Салех Али

ЭФФЕКТИВНОСТЬ И ВЛИЯНИЕ СПОСОБА УСИЛЕНИЯ УСТАНОВКОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ АРМАТУРЫ НА ПРОЧНОСТЬ, ЖЕСТКОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ

В настоящем столетии способы восстановления и усиления конструкций, а также обоснованная методика их расчета приобрели особую значимость в связи с направлением мирового вектора развития строительной отрасли на увеличение доли реконструкции гражданских и промышленных зданий и сооружений по сравнению с новым строительством.

Внедрение новых технологий, замена существующего оборудования приводит к изменению нагрузок, действующих на конструкции, что требует усиления строительных конструкций. И также нарушение нормальных условий эксплуатации, недоработки на стадии проектирования вызывают переход конструкции в состояние, отличное от проектного, что требуют усиление.

Из методов усиления плитных конструкций широко распространенным методом усиления является усиление растянутой зоны установкой предварительно напряженной дополнительной арматуры и наращивание сжатой зоны бетона конструкций. Впервые в практике усиления принят и исследован метод усиления растянутой зоны изгибаемых железобетонных конструкций установкой предварительно напряженной высокопрочной арматуры в качестве дополнительной.

На момент усиления железобетонные плиты перекрытий находятся в напряженно-деформированном состоянии, вызванном нагрузками на конструкцию, минимальными из которых являются ее собственный вес и вес свежесушеного бетона при проведении работ по устройству наращивания. Для учета напряженно-деформированного состояния до усиления при расчете прочности и жесткости усиленных железобетонных конструкций установкой напряженной дополнительной арматуры и наращиванием бетона используется принцип суперпозиций, который справедлив только для линейно деформируемых систем.

Перед загрузением усиленная плита превращается в многокомпонентную конструкцию, состоящую из основной части, находящейся в определенном напряженно-деформированном состоянии, и дополнительной части, находящейся в первоначальном напряженно-деформированном состоянии.

В данной работе использовали комбинированный метод усиления, который заключается в установке дополнительной предварительно напряженной арматуры в растянутой зоне и увеличении поперечного сечения наращиванием со стороны верхней грани (рис. 1). Варьируемые факторы в данной диссертации принимались: класс дополнительной арматуры (S500, S800) и уровень ее предварительно напряжения (min, mid, max).

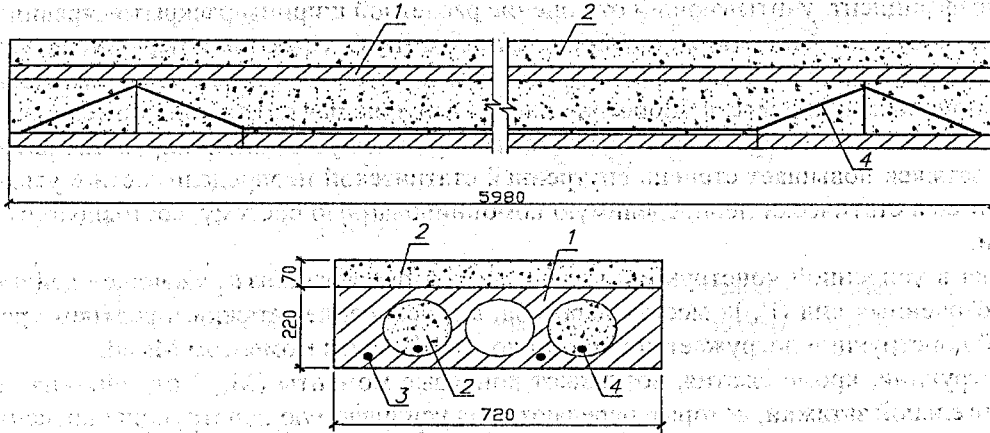
Объем эксперимента включал испытание 7-ми железобетонных многопустотных плит перекрытия размером 220(h)×740×5980 мм, изготовленных по типовой серии Б1.0411-1.2000. Все опытные образцы испытывались по однопролетной балочной схеме с приложением четырех сосредоточенных сил с помощью металлических траверс и подвесных грузов.

Задача расчета напряженно-деформированного состояния нормального сечения на основе деформационной модели формулируется как задачи поиска такого расположения плоскости распределения деформаций в 2-мерном пространстве $\epsilon = \{\epsilon_y, \epsilon_z\}$, которое бы соответствовало действию на элемент вектора нагрузки $F = \{My\}$. Таким образом, решение задачи находится в 2-мерном пространстве.

$$\epsilon(y) = \epsilon_z - \frac{1}{r_y}(y - y_0) + \epsilon_1(y), \quad (1)$$

где $\epsilon(y)$ – деформация элементарной площадки;

- y — координаты центра элементарной площадки;
- ϵ_z — деформация поперечного сжатия/растяжения;
- $\epsilon_1(y)$ — деформация в центре элементарной площадки, исходя из принципа суперпозиции для относительной деформации [2].



1 — усиваемая конструкция; 2 — бетон наращивания;
3 — продольная основная арматура; 4 — дополнительная арматура

Рисунок 1 — Схема усиления многопустотной плиты:

На первом этапе расчета (до усиления) принимается первоначальная расчетная схема при заданном усилии от внешней нагрузки (M_{Sd1}). Деформационная модель напряженно-деформированного состояния нормального сечения представляет собой систему сингулярных нелинейных уравнений интегрального вида:

$$\left\{ \begin{aligned} & \iint_A \sigma(y)(y - y_0) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} (y_{pk} - y_0) = -M_{Sd1} \\ & \iint_A \sigma(y) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} = 0 \\ & \epsilon_1 = \frac{1}{r_1} (y - y_0) + \epsilon(y) \\ & \sigma(y) = \begin{cases} f_s(\epsilon(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области арматуры} \\ f_c(\epsilon(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области бетона} \end{cases} \end{aligned} \right. \quad (11)$$

где M_{Sd1} — изгибающий момент от нагрузки до усиления;

$\epsilon(y)$ — функция распределения деформаций на момент отпуска;

$\epsilon_1(y)$ — функция распределения деформаций под нагрузкой этапа № 1 — этапа загрузки при M_{Sd1} .

Для определения изгибной жесткости железобетонной многопустотной плиты используется процедура численного интегрирования по высоте сечения. Известное значение кривизны продольной оси элемента при заданных усилиях позволит найти соответствующую изгибную жесткость из соотношения

$$\frac{1}{r_y} = \frac{M_y}{B_y}$$

При заданном внешнем усилии элемента до усиления изгибная жесткость может иметь такой вид

$$B = \iint_A E(\epsilon(y)) \cdot (y - y_0)^2 \cdot dx dy$$

Для определения расчетной ширины раскрытия нормальных трещин усиленных многопустотных плит также возможно применение зависимости, как и для обычных элементов, предложенной в СНБ 5.03.01:

$$w_k = \beta \cdot s_{sm} \cdot \epsilon_{sm}, \quad (7)$$

где w_k — расчетная ширина раскрытия трещин;
 s_{sm} — среднее расстояние между трещинами;
 ϵ_{sm} — средние деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;
 β — коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней.

В данном методе усиления железобетонных многопустотных плит перекрытий предварительное напряжение в дополнительной арматуре создается путем ее натяжения с помощью натяжных болтов с отклонением в пролете, с упором на плиту. Усиливаемая плита дополнительной арматурой в момент усиления и до бетонирования пустот является плитой, усиленной шпренгельными затяжками. Устройство затяжек повышает степень внутренней статической неопределимости в усиленной плите и превращает ее в статически неопределимую комбинированную систему, состоящую из железобетона и затяжки.

Затяжка в усиленной конструкции под нагрузкой оказывает разгружающее действие (N_{pad}) за счет сосредоточенных сил (P_{ad}) в местах перегиба, а закрепление затяжки в верхнем уровне сечения усиливаемой конструкции догружает конструкцию изгибающим моментом $M_{s,ad}$:

в конструкции, кроме сжатия, возникают концевые моменты ($M_{s,ad}$) от действия опорных давлений шпренгельной затяжки, которые передаются на усиливаемую конструкцию внецентренно.

Уравнение напряженно-деформированного состояния нормального сечения в пролете изгибаемого железобетонного элемента, усиленного шпренгельной затяжкой в растянутой зоне при действии изгибающего момента ($M_{sd1} + M_{pad} + M_{s,ad}$), будет иметь вид

$$\left\{ \begin{aligned} & \iint_A \sigma(y)(y - y_0) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} (y_{pk} - y_0) + M_{sd1} + M_{pad} + M_{s,ad} = 0 \\ & \iint_A \sigma(y) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} = N_{ad} \\ & \epsilon_1(y) = \frac{1}{r_1} (y - y_0) + \epsilon(y) \\ & \sigma(y) = \begin{cases} f_s(\epsilon_1(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области арматуры} \\ f_c(\epsilon_1(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области бетона} \end{cases} \end{aligned} \right. \quad (15)$$

где M_{sd1} — изгибающий момент от нагрузки до усиления;

$\epsilon(y)$ — функция распределения деформаций на момент отпуска;

$\epsilon_1(y)$ — функция распределения деформаций под нагрузкой этапа № 1 — этапа загрузки при M_{sd1} .

Изгибная жесткость усиленного элемента определяется интегрированием по сечению жесткостей бетона и арматуры, найденных относительно центра тяжести приведенного сечения. При заданном усилии от внешней нагрузки ($M_{sd1} + M_{sd2}$) в результате итерационного процесса определяются

кривизна $\frac{1}{r_1}$ и центр тяжести приведенного сечения y_0 :

$$y_0' = \frac{\iint_A E(y) y dx dy + \iint_A E_{ad}(y) y dx dy}{\iint_A E(y) dx dy + \iint_A E_{ad}(y) dx dy}, \quad (7)$$

Очевидно, что для усиления плиты путем установки дополнительной арматуры в растянутой зоне и увеличения высоты сжатой зоны данное соотношение приводит к предложенной В.И. Мурашовым формуле для расчета жесткости нормального сечения под нагрузкой:

$$B_{ad} = \iint_A E(\epsilon(y)) \cdot (y - y_0')^2 \cdot dx dy + \iint_A E_{ad}(\epsilon_{ad}(y)) \cdot (y - y_0')^2 \cdot dx dy, \quad (6)$$

где $E(\epsilon(y))$ — секущий модуль деформаций бетона или арматуры основного сечения, МПа;

$E_{ad}(\epsilon_{ad}(y))$ — секущий модуль деформаций бетона или арматуры дополнительного сечения;

y_0' — расстояние от выбранной оси до центра тяжести приведенного сечения.

На втором этапе расчета после усиления (с учетом наличия основной и дополнительной частей сечения, условия равновесия усилий и условия совместности деформирования) уравнения напряжен-

но-деформированного состояния нормального сечения в пролете изгибаемого железобетонного элемента, усиленного дополнительной предварительно напряженной арматурой в растянутой зоне и наращиванием поперечного сечения бетона сжатой зоны железобетонного элемента при действии изгибающего момента ($M_{Sd1} + M_{Sd2} + M_{pad} + M_{s,ad}$), имеют вид:

$$\left\{ \begin{aligned} & \iint_A \sigma(y)(y - y_0) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} (y_{pk} - y_0) + \iint_{A_{ad}} \sigma_{ad}(y)(y - y_0) dx dy - \\ & - \sum_k \sigma_{pad,l} A_{pad,l} (y_{sad,l} - y_0) + M_{Sd1} + M_{Sd2} + M_{pad} + M_{s,ad} = 0 \\ & \iint_{A'} \sigma(y) dx dy - \sum_k \sigma_{pk} A_{pk} + \iint_{A_{ad}} \sigma_{ad}(y) dx dy - \sum_k \sigma_{pad,l} A_{pad,l} = N_{ad} \\ & \varepsilon_2(y) = \frac{1}{r_2}(y - y_0) + \varepsilon_{c,ad,self}(y) \\ & \sigma(y) = \begin{cases} f_s(\varepsilon_2(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области арматуры} \\ f_c(\varepsilon_2(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка находится в области бетона} \end{cases} \\ & \varepsilon_{2ad}(y) = \frac{1}{r_2}(y - y_0) \\ & \sigma_{ad}(y) = \begin{cases} f_{s,ad}(\varepsilon_{2ad}(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка в области дополн. арматуры} \\ f_{c,ad}(\varepsilon_{2ad}(y)), & \text{если } X, Y \text{ точка в области дополн. бетона} \end{cases} \end{aligned} \right. \quad (7)$$

где M_{Sd2} — дополнительный изгибающий момент от нагрузки после усиления;
 $\sigma_{ad}(y)$ — нормальные напряжения в дополнительном бетоне и дополнительном стержне арматуры;
 $\sigma_{pad,l}$ — нормальные напряжения в l -том предварительно напряженном дополнительном арматурном стержне в момент отпуска;
 $y_{sad,l}$ — координата l -того предварительно напряженного дополнительного арматурного стержня.

Методика расчета прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных предварительно напряженных плит перекрытия, усиленных установкой дополнительной предварительно напряженной арматуры с наращиванием сечения сжатой зоны подтверждалась результатами экспериментальных исследований.

Из результата испытания опытных многопустотных плит, усиленных установкой дополнительной арматуры в растянутой зоне, отмечено увеличение прочности по сравнению с прочностью неусиленной (эталонной) плиты. Увеличение прочности составляло в пределах от 2 до 2,65 раза. В плитах с максимальным предварительным натяжением дополнительная арматура достигает предела текучести раньше основной арматуры. В плитах со средним предварительным натяжением дополнительная и основная арматуры достигают предела текучести почти одновременно. В плитах с минимальным предварительным натяжением основная арматура достигает предела текучести раньше дополнительной арматуры. Результаты сопоставления опытных и расчетных значений разрушающего изгибающего момента для опытных образцов приведены в табл. 1, результаты сопоставления опытных и расчетных характеристик жесткости и трещиностойкости опытных образцов — в табл. 2.

В процессе испытаний опытных плит были получены данные о характере образования и развития трещин, ширине их раскрытия и прогибах. Сопоставление опытных и расчетных данных по жесткости производилось для уровня эксплуатационных нагрузок. Величину этих нагрузок получали путем деления значения максимальной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,25.

При натяжении дополнительной арматуры под нагрузкой наблюдалось уменьшение прогиба. Очевидно, что уменьшение прогиба связано с увеличением жесткости усиленной конструкции (рис. 1). Величина уменьшения прогиба прямо пропорционально связана с величиной предварительного напряжения в дополнительной арматуре.

После устройства наращивания сжатой зоны бетона в опытных плитах под нагрузкой наблюдался рост прогиба при неизменной нагрузке.

Заключение. Усовершенствована методика расчета прочности нормального сечения, жесткости и трещиностойкости многопустотных железобетонных плит перекрытия, усиливаемых под нагрузкой дополнительной предварительно напряженной арматурой. Разработанная методика расчета учитывает напряженно-деформированное состояние конструкции в момент усиления, различные схемы работы конструкции до и после усиления и предварительное напряжение дополнительной арматуры.

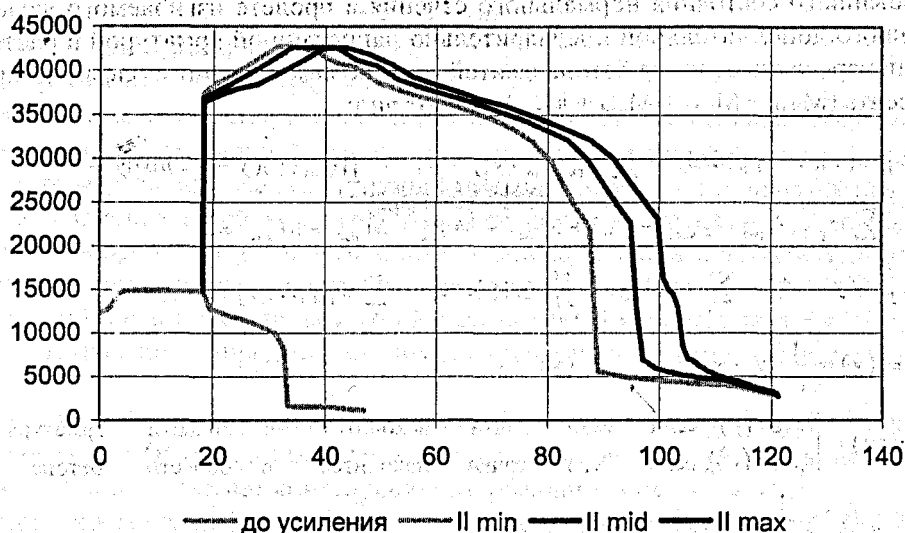


Рисунок 2 – "изгибающий момент – изгибная жесткость" для железобетонных многопустотных плит перекрытия

Таблица 1– Опытные и расчетные характеристики прочности нормальных сечений опытных образцов

Серия	Марка образца	M_{sd}^{ex} , кН·м	M_{sd}^{clc} , кН·м	$M_{sd}^{ex} / M_{sd}^{clc}$	$M_{sd}^{ex} / M_{sd}^{et}$
I	П-I-min	102	97	1,05	2,04
	П-I-mid	100	96	1,04	2
	П-I-max	100	96	1,04	2
II	П-II-min	131	121	1,08	2,62
	П-II-mid	127	122	1,04	2,54
	П-II-max	125	122	1,02	2,5

Условные обозначения: M_{sd}^{ex} – изгибающий момент, соответствующий разрушающей нагрузке по результатам испытаний; M_{sd}^{clc} – теоретическое значение разрушающего изгибающего момента; M_{sd}^{et} – изгибающий момент эталонного образца.

Таблица 2

Серия	Марка образца	Ширина раскрытия трещин, мм		w_k^{ex} / w_k^{th}	Прогиб, мм		a_k^{ex} / a_k^{th}
		w_k^{ex}	w_k^{th}		a_k^{ex}	a_k^{th}	
I	П-I-min	0,4	0,4	1	23	21	1,095
	П-I-mid	0,3	0,32	0,94	20	18	1,1
	П-I-max	0,25	0,29	0,86	14	13	1,08
II	П-II-min	0,35	0,47	0,74	46	42	1,095
	П-II-mid	0,3	0,38	0,8	40	37	1,08
	П-II-max	0,2	0,25	0,8	32	30	1,1

Впервые произведены экспериментальные и теоретические исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой установкой дополнительной предварительно напряженной высокопрочной арматуры.

Проведенные экспериментальные и теоретические исследования подтвердили эффективность метода усиления сборных многопустотных железобетонных плит перекрытия путем установки дополнительной предварительно-напряженной арматуры.

Экспериментально установлено, что величина предварительного напряжения дополнительной арматуры не оказывает существенного влияния на прочность, но с ее увеличением повышается жесткость и трещиностойкость усиливаемой конструкции.

Таблица 3 – Результаты экономической эффективности от применения метода усиления

Показатели	Ед. изм.	I серия	II серия
Прямые затраты	(руб.)	115,1	97,38
2. Накладные расходы:			
основная заработная плата	(руб.)	38,1	32,82
трудоемкость	(руб.)	32,1	27,5
3. Расчетная себестоимость	(руб.)	185,3	157,7

На основании результатов экспериментальных исследований выявлена эффективность использования высокопрочной арматуры в качестве дополнительной при усилении. Экономия от применения высокопрочной арматуры составляет 15,4 % материала.

УДК 691.328-462.001.24

Шепелевич Н.И., Коноплицкий А.Л.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ПОДЗЕМНЫХ КАНАЛОВ ИЗ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

ВВЕДЕНИЕ

В УП «Институт БелНИИС» выполнены комплексные исследования по разработке новых и совершенствованию существующих конструктивных решений подземных тоннелей и каналов и совершенствованию методов их расчета. Установлено, что существующие расчетные методики данных сооружений практически не учитывают взаимодействие элементов данных сооружений с окружающим грунтовым массивом в процессе их деформирования при нагружении [1-2].

Цель исследований – разработка новых расчетных моделей подземных тоннелей и каналов применительно к использованию существующих программных расчетных комплексов и экспериментальная их проверка.

1. ФОРМИРОВАНИЕ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ПОДЗЕМНОГО КАНАЛА

Учитывая геометрические параметры данных сооружений и глубину заложения (не менее 1 м) с достаточной степенью точности можно принять, что элементы тоннеля находятся в условиях плоской деформации. Данное положение существенно (не менее чем на порядок) упрощает решение данной задачи, т.е. достаточно применять плоские расчетные модели, сформированные из стержневых и плоских конечных элементов.

На рис. 1 представлены расчетные модели, использованные для расчета подземных каналов из сборных железобетонных элементов лоткового типа 1 и плоских плит перекрытия 2 и днища 3.

Элементы каналов (лотки и плиты) формируются стержневыми конечными элементами с заданной жесткостью на растяжение-сжатие, изгиб и срез. Окружающий грунтовый массив генерируется сеткой из плоских четырехугольных и треугольных конечных элементов типа «plate» с деформационными характеристиками, соответствующими деформационным характеристикам окружающего грунтового массива. При этом деформационные характеристики грунта засыпки в зоне пазах 4 задаются с учетом требуемой (по проекту) степени уплотнения, и элементы данной области обладают собственным весом. Контакт элементов сооружения с окружающим грунтовым массивом моделируется с использованием стержневых конечных элементов малой длины, передающих только сжимающие усилия.