

ВЛИЯНИЕ ПОПЕРЕЧНОГО ДАВЛЕНИЯ НА СЦЕПЛЕНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПРОВОЛОЧНОЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ

Д. Н. Лазовский¹, А. Д. Лазовский²

¹ Д. т. н., профессор, профессор кафедры строительных конструкций УО «Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой», Новополоцк, Беларусь, e-mail: d.lazovski@psu.by

² К. т. н., ООО «Sotera», Новополоцк, Беларусь, e-mail: y.lazouski@psu.by

Реферат

Конструкция платформенных стыков в перекрытиях многоэтажных зданий предусматривает передачу сжимающих усилий от вышерасположенных вертикальных несущих элементов на нижерасположенные через опорные части плит. При этом опорные части плит, где находится зона анкеровки нижней и верхней продольной предварительно напряженной арматуры, испытывают воздействие поперечного давления сжатия. Продольная предварительно напряженная арматура, воспринимающая опорный изгибающий момент, работает на растяжение с усилием, определяемым прочностью ее анкеровки в бетоне. В результате проведенного экспериментального исследования влияния поперечного давления при сжатии на прочность и деформативность анкеровки предварительно напряженной проволочной арматуры в бетоне предложены зависимости « $\tau_b - S_b$ », позволяющая установить усилие в арматуре, соответствующее прочности ее анкеровки.

Ключевые слова: сцепление арматуры с бетоном, предварительно напряженная проволочная арматура, платформенный стык, поперечное давление при сжатии, многопустотные железобетонные плиты безопалубочного формирования.

INFLUENCE OF TRANSVERSE PRESSURE ON THE BOND BEHAVIOUR OF THE PRE-STRESSED WIRE IN HOLLOW CORE SLABS

D. N. Lazouski, A. D. Lazouski

Abstract

The design of platform joints in the floors of multi-storey buildings provides for the transfer of compressive forces from the upper vertical load-bearing elements to the lower ones through the supporting parts of the hollow core slabs. In this case, the supporting parts of the hollow core slabs, where the anchorage zone of the lower and upper longitudinal prestressed reinforcement is located, is exposed to transverse compression pressure. Longitudinal prestressed wire, which absorbs the supporting bending moment, works in tension with a force determined by the strength of its anchorage in concrete. As a result of an experimental study of the influence of transverse pressure during compression on the strength and deformability of anchoring prestressed wire reinforcement in concrete, the « $\tau_b - S_b$ » relationship was proposed, which makes it possible to establish the force in the reinforcement corresponding to the strength of its anchorage.

Keywords: bond between concrete and prestressed wire, platform joint, transverse compression pressure, hollow core slab.

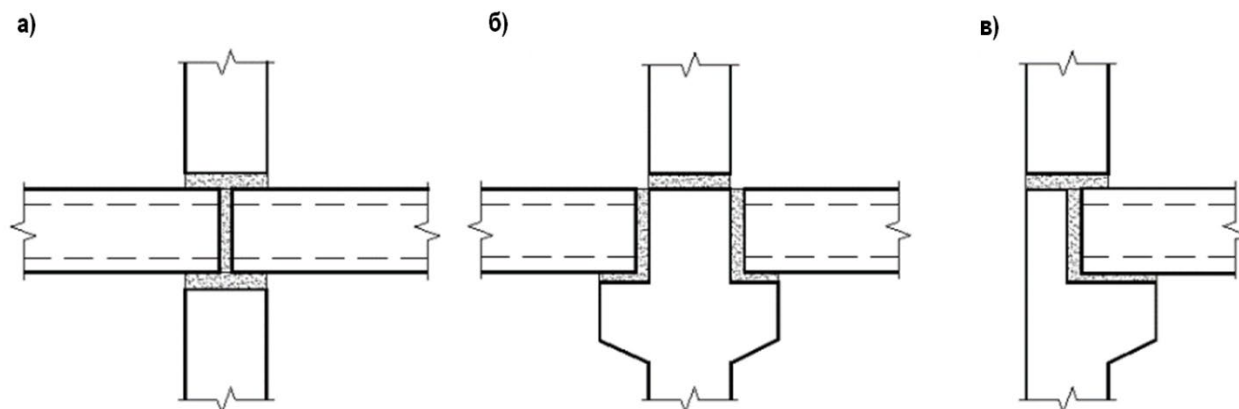
Введение

Многопустотные плиты, как основные конструкции сборных перекрытий, доказали свою надежность за долгие годы эксплуатации с 30-х годов 20-го века [1, 2]. Данный вид изделий из сборного железобетона получил широкое распространение по всему миру ввиду технологичности, экономичности вследствие эффективного использования материалов в поперечном сечении, снижения расхода стали за счет применения высокопрочной предварительно напряженной арматуры и др.

Производство железобетонных многопустотных плит осуществляется на длинных стендах (до 120...150 м), оснащенных упорами для натяжения арматуры. Армирование производится исключительно про-

дольной, предварительно напряженной арматурой, выполненной, как правило, в виде канатов или высокопрочной проволоки и располагаемой у нижней грани плиты. Для восприятия отрицательного изгибающего момента при отпуске предварительно напряженной рабочей арматуры в верхней зоне предусматривается дополнительное продольное армирование предварительно напряженной арматурой.

Горизонтальные стыки в местах опирания дисков перекрытий из сборных многопустотных плит на несущие конструкции по способу передачи вертикальных сжимающих нагрузок подразделяются на платформенные, контактные и комбинированные (рисунок 1) [3, 4].



а) платформенный; б) контактный; в) комбинированный
Рисунок 1 – Типы горизонтальных стыков

Сжимающее усилие в перечисленных стыковых соединениях передается: в платформенных – через опорные участки плит перекрытий; в контактных – непосредственно через слой раствора, уложенного в полость стыка, минуя плиты перекрытия, а в комбинированных – через опорные участки плит перекрытий и контактные площадки несущих конструкций. Основным, наиболее распространенным типом горизонтального узла опирания диска перекрытий здания из сборных железобетонных плит перекрытий на несущие конструкции, является платформенный стык [5, 6, 7, 8].

Конструкция платформенных стыков в перекрытиях многоэтажных зданий предусматривает передачу сжимающих усилий от вышерасположенных вертикальных несущих элементов на ниже расположенные через горизонтальные опорные участки плит перекрытий. При этом названные участки плит перекрытий в составе платформенных стыков здания оказываются непреднамеренно защемленными в них. В месте опирания плит перекрытий вследствие непреднамеренного защемления возникает отрицательный изгибающий момент. Конструкция плит перекрытия превращается в статически неопределимую систему с перераспределением усилий по длине конструкций из-за нелинейной работы железобетона и появления трещин.

Величина опорного отрицательного изгибающего момента при защемлении определяется в значительной степени работой предварительно напряженной арматуры в верхней зоне плит в местах платформенных стыков. Учитывая небольшую длину площадки опирания плит (80...150 мм) по сравнению с длиной зоны анкеровки арматуры (330...500 мм) величина опорного изгибающего момента определяется прочностью анкеровки верхней предварительно напряженной арматуры на ограниченной ее длине от торца плит до ближайшей к опоре трещины нормального отрыва по грани выше расположенной конструкции стены. При этом конструкция платформенного стыка в перекрытиях многоэтажного здания предусматривает передачу значительного сжимающего давления (до значения призмной прочности f_{ck}) на опорные зоны плит, которое влияет на сцепление предварительно напряженной арматуры с бетоном.

Целью экспериментального исследования является выявление степени влияния поперечного давления на сцепление предварительно напряженной проволочной арматуры с бетоном на ограниченной по длине зоны ее анкеровки и верификация предлагаемой авторами методики учета влияния поперечного давления на сцепление с бетоном применительно к многослойным плитам безопалубочного формования в составе платформенных стыков конструкций многоэтажных зданий.

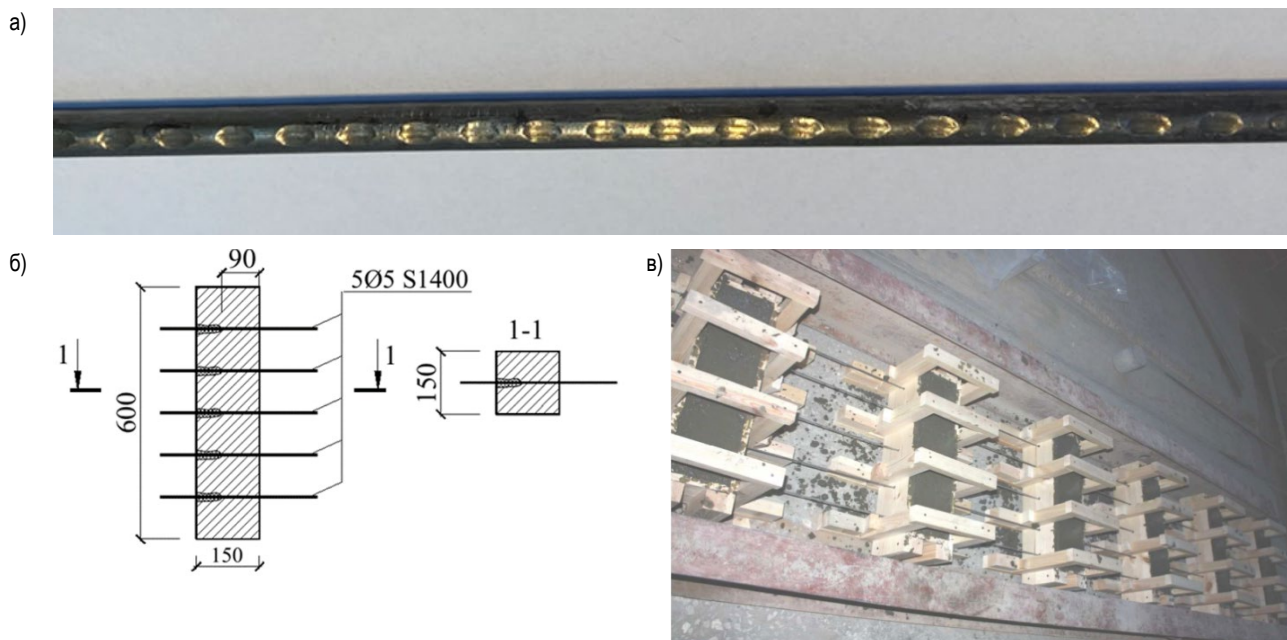
Методика экспериментального исследования

Для получения экспериментальных данных о влиянии поперечного давления на сцепление предварительно напряженной проволочной арматуры с бетоном были проведены лабораторные испытания на выдергивание арматуры из бетона с созданием поперечного давления в зоне заделки арматуры. Были изготовлены и испытаны на выдергивание опытные образцы в виде отрезков высокопрочной проволоки класса S1400 диаметром 5 мм в состоянии поставки (без специальной обработки поверхности), (рисунок 2а), заделанных в бетонную призму размером 150×150×600 мм (рисунок 2б).

В процессе изготовления высокопрочная проволока S1400 предварительно растягивалась на упорах до уровня 450 МПа, как предусмотрено в типовой серии многослойных плит [9] для верхней продольной арматуры. Предварительное напряжение проволоки осуществлялось при помощи гидравлического домкрата с полым цилиндром и насосной станции с образцовым манометром. Фиксация проволоки по концам выполнялась при помощи цанговых зажимов.

С целью исключения эффекта обоймы в месте упора домкрата при выдергивании проволоки из бетона со стороны нагружаемой грани был предусмотрен изолированный от бетона участок высокопрочной проволоки. Изоляция участка проволочной арматуры создавалась с помощью пластилина слоем до 6 мм. Длина заделанного в бетон участка проволоки была принята 90 мм, аналогично ширине участка площадки опирания вышерасположенных вертикальных элементов, создающих поперечное давление зоны анкеровки верхней продольной арматуры в плитах. Общий вид опытных образцов-призм при бетонировании приведен на рисунке 2в.

Состав тяжелого мелкозернистого бетона принят аналогичным бетону, применяемому при изготовлении многослойных плит по стендовой технологии. Одновременно с бетонированием опытных образцов-призм изготавливались кубы размером 150×150×150 мм для контроля прочности бетона при сжатии и растяжении при раскалывании в день испытаний. Среднее значение кубиковой прочности и прочности на растяжение при раскалывании бетона всех опытных образцов к моменту времени испытания образцов-призм соответственно составили: $f_{c,cube,m} = 33,1$ МПа и $f_{ctm} = 1,85$ МПа. Кроме того, после освобождения опытных образцов-призм от отрезков проволочной арматуры проводили их испытание при сжатии и растяжении при раскалывании. Среднее значение призмной прочности бетона образцов составило $f_{cm} = 22,63$ МПа, начальный модуль упругости бетона $E_{cm} = 33,8$ ГПа.



а) – высокопрочная проволока S1400 диаметром 5 мм; б) – схема установки проволочной арматуры в опытных образцах-призмах; в) – общий вид опытных образцов-призм при бетонировании

Рисунок 2 – Образцы для испытаний

После достижения бетоном опытных образцов-призм требуемой отпускной прочности в соответствии с типовой серией [9] производили мгновенный отпуск предварительно напряженной проволоочной арматуры путем перерезывания ее поперечного сечения с помощью механического алмазного инструмента аналогично плитам безопалубочного формирования при их нарезке на длинном стенде.

В процессе проведения экспериментального исследования вертикальное усилие прижатия P_1 прикладывалось при помощи гидравлического пресса. Выдергивающее усилие P_2 прикладывалось к концу проволоки с цанговым зажимом при помощи гидравлического домкрата с полым штоком и упором в бетон опытного образца-призмы (рисунок 3). При этом датчиками перемещения с ценой деления 0,001 мм измерялись перемещения втягивания свободного конца проволоочной арматуры.



Рисунок 3 – Общий вид испытаний на выдергивание проволоочной арматуры из бетона опытных образцов-призм

Варьируемым фактором экспериментального исследования являлось P_{tr} . Интервал варьирования усилия поперечного давления принят от 0 до 300 кН, что соответствует поперечному давлению от 0 до $0,6 f_{cm}$, где f_{cm} – среднее значение призмочной прочности бетона опытных образцов-призм. Для каждого значения усилия поперечного давления было проведено 5 испытаний на выдергивание из бетона отрезков проволоочной арматуры (таблица 1). Всего было проведено 30 испытаний.

Таблица 1 – Параметры бетона опытных образцов-призм

№ п.п.	Шифр образцов-призм	$f_{c,cube,m}$, МПа	f_{ctm} , МПа	f_{cm} , МПа	E_{cm} , ГПа	P_{tr} , кН
1	П-1	33,1	1,85	22,8	33,8	0
2	П-2			23,1		29,9
3	П-3			24,2		111,8
4	П-4			21,9		187,5
5	П-5			21,6		223,4
6	П-6			22,2		298

Результаты экспериментального исследования

Разрушение опытных образцов в виде отрезков высокопрочной проволоки, заделанных в бетонную призму, при их выдергивании из бетона происходило без образования трещин раскалывания, независимо от наличия или отсутствия поперечного давления. Следует отметить, что волосные трещины по периметру проволоки со стороны места приложения выдергивающего усилия визуально (при помощи переносного микроскопа) наблюдались на стадии отпуска предварительного напряжения.

По данным силоизмерителя и датчиков перемещений, показывающих соответственно величину выдергивающего усилия и смещение S_b проволоочной арматуры относительно бетона со стороны свободного конца, построены опытные зависимости. При этом выдергивающее усилие приводилось путем деления на площадь контакта проволоочной арматуры с бетоном к касательным напряжениям τ_b и путем деления на площадь поперечного сечения проволоочной арматуры к нормальным напряжениям σ_p .

Максимальные экспериментальные средние (из 5 испытаний) касательные $\tau_{b(max),m}$ и нормальные $\sigma_{pu,m}$ напряжения при различном поперечном давлении p_{tr} (отношение усилия поперечного прижатия P_{tr} к площади поперечного сечения бетонных образцов-призм) приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Поперечное давление p_{tr} , касательные $\tau_{b(max),m}$ и нормальные $\sigma_{pu,m}$ напряжения при выдергивании арматуры из бетона, опытных образцов-призм

№ п.п.	Шифр образца-призмы	p_{tr} , МПа	$\tau_{b(max),m}$, МПа	$\sigma_{pu,m}$, МПа
1	П-1	0	9,13	657
2	П-2	1,33	9,44	680
3	П-3	4,97	9,90	713
4	П-4	8,33	10,49	755
5	П-5	9,93	10,9	785
6	П-6	13,24	11,49	827

По опытным характеристикам сцепления в соответствии с рекомендациями [10] по результатам испытаний строили графики зависимости касательных напряжений τ_b по контакту проволоочной арматуры с бетоном от их взаимного смещения S_b (опытные данные касательных напряжений и смещения арматуры при одном и том же поперечном давлении принимались равными их средним значениям 5 испытаний) (рисунок 4).

Увеличение касательных напряжений τ_b при выдергивании проволоочной арматуры из бетона на нисходящей ветви графиков зависимости « $\tau_b - S_b$ » (пунктирная линия) объясняется инерционностью создания выдергивающего усилия с помощью гидравлического домкрата (после значительного смещения арматуры относительно бетона при снижающемся усилии выдергивания происходит падение давления в гидравлическом домкрате и последующее увеличение усилия выдергивания объясняется увеличенным коэффициентом трения покоя по сравнению с коэффициентом трения движения).

Анализ результатов экспериментального исследования

Для сопоставления с опытными зависимостями на рисунке 6 были построены графики зависимости « $\tau_b - S_b$ » в соответствии с [11] с учетом коэффициента $\Omega_{p,tr}$, учитывающего влияние поперечного давления p_{tr} при сжатии:

$$\tau_b = \tau_{b,max} \cdot (S_b / S_{b1})^{\alpha_b} \quad \text{при} \quad 0 \leq S_b \leq S_{b1};$$

$$\tau_b = \tau_{b,max} \quad \text{при} \quad S_{b1} \leq S_b \leq S_{b2}; \quad (1)$$

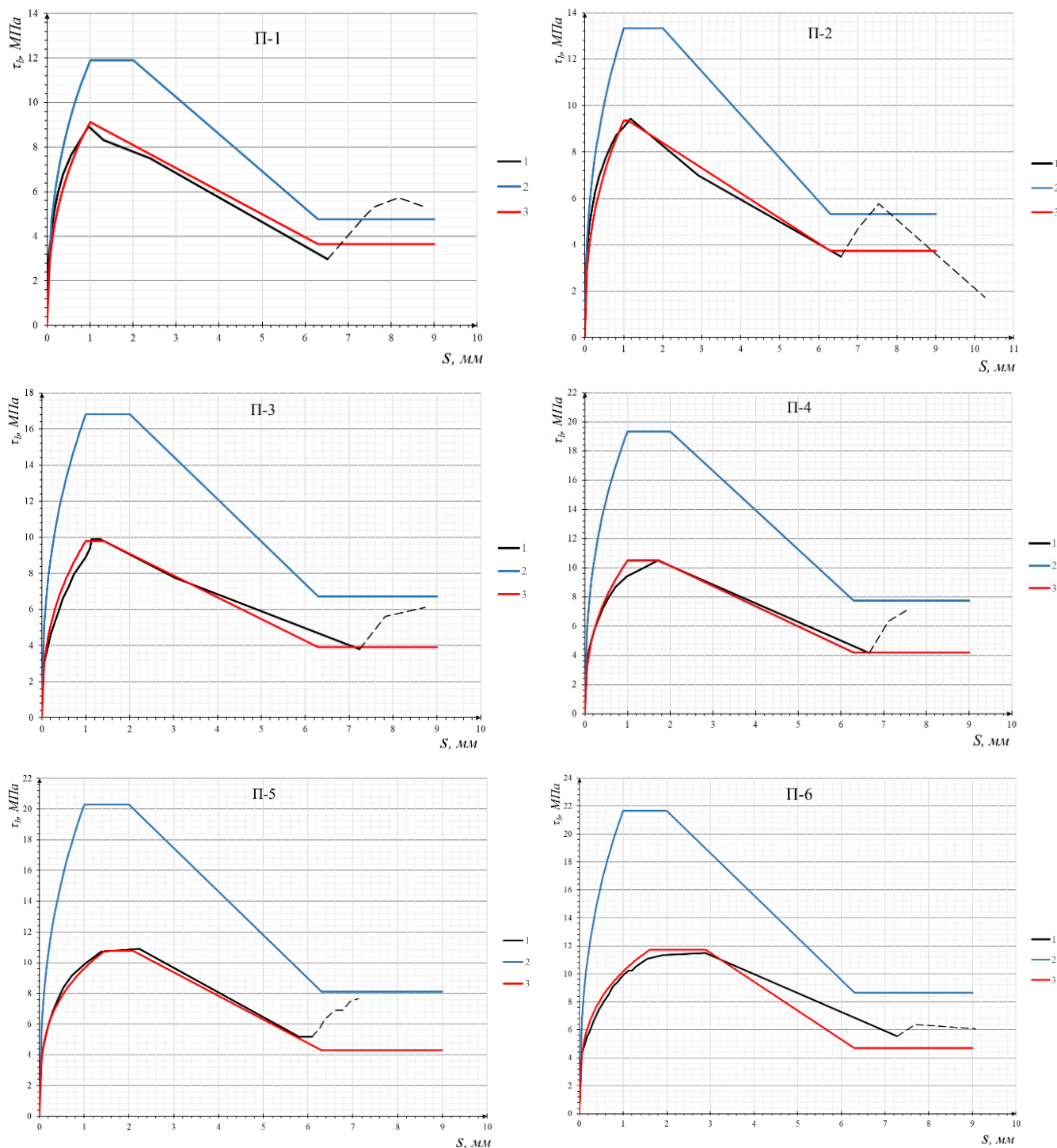
$$\tau_b = \tau_{b,max} - (\tau_{b,max} - \tau_{bf}) \cdot (S_b - S_{b2}) / (S_{b3} - S_{b2})$$

при $S_{b3} \leq S_b$,

где для условий проведенных испытаний $\tau_{b,max} = 2,5 \cdot \sqrt{f_{cm}}$;
 $s_{b1} = 1 \text{ мм}$; $s_{b2} = 2 \text{ мм}$; $s_{b3} = c_{clear} = 6,3 \text{ мм}$;
 $\alpha_b = 0,4$; $\tau_{bf} = 0,4 \cdot \tau_{b,max}$,

$$\Omega_{p,tr} = 1 - \tanh \left[0,2 \cdot \frac{p_{tr}}{0,1 \cdot f_{cm}} \right]. \quad (2)$$

Результаты испытаний опытных образцов в принятом диапазоне варьирования поперечного давления показывают увеличение максимального значения касательных напряжений $\tau_{b(max)}$, характеризующих прочность анкеровки предварительно напряженной проволочной арматуры в бетоне, до 12,6 %. При этом коэффициент, учитывающий влияние поперечного давления $\Omega_{p,tr}$, согласно зависимости (2), увеличивает расчетные касательные напряжения $\tau_{b(max)}$ до 82 %.



1 – результаты испытаний; 2 – по [11]; 3 – по предлагаемой зависимости
 Рисунок 4 – Графики зависимости касательных напряжений τ_b от смещения S_b при различном поперечном давлении

Результаты испытаний показывают влияние величины поперечного давления на деформативность сцепления проволочной предварительно напряженной арматуры с бетоном на начальных этапах нагружения: отсутствие площадки более или менее постоянного сопротивления [10] на графике « $\tau_b - S_b$ » закона сцепления (1) ($S_{b1} = S_{b2}$) при $p_{tr} \leq 0,37f_{cm}$ и с ростом p_{tr} увеличение S_{b1} с 1 мм до 1,7 мм. При $p_{tr} > 0,37f_{cm}$ с увеличением p_{tr} возрастает значение S_{b2} и длина площадки более или менее постоянного сопротивления сдвигу, значение S_{b1} практически не изменяется.

Согласно экспериментально-теоретическому исследованию [12], зависимость, учитывающая влияние поперечного давления p_{tr} на касательные напряжения сцепления τ_b арматуры с бетоном, имеет вид:

$$\Omega_{p,tr} = 1 + 0,27e^{-13,8 \cdot \left(0,68 \frac{p_{tr}}{f_{cm}} - 0,46\right)^2} \quad (3)$$

Сопоставление результатов испытаний опытных образцов в виде выдергивания предварительно напряженной проволочной арматуры из бетонных призм при действии поперечного давления в исследуемом интервале с эмпирическими зависимостями (1) и (3) показывает их удовлетворительную сходимость с зависимостью (3), хотя обе зависимости получены для сцепления стержневой арматуры периодического профиля с ребрами с окружающим бетоном.

Зависимости (1) и (3) и результаты испытаний опытных образцов приведены на рисунке 5.

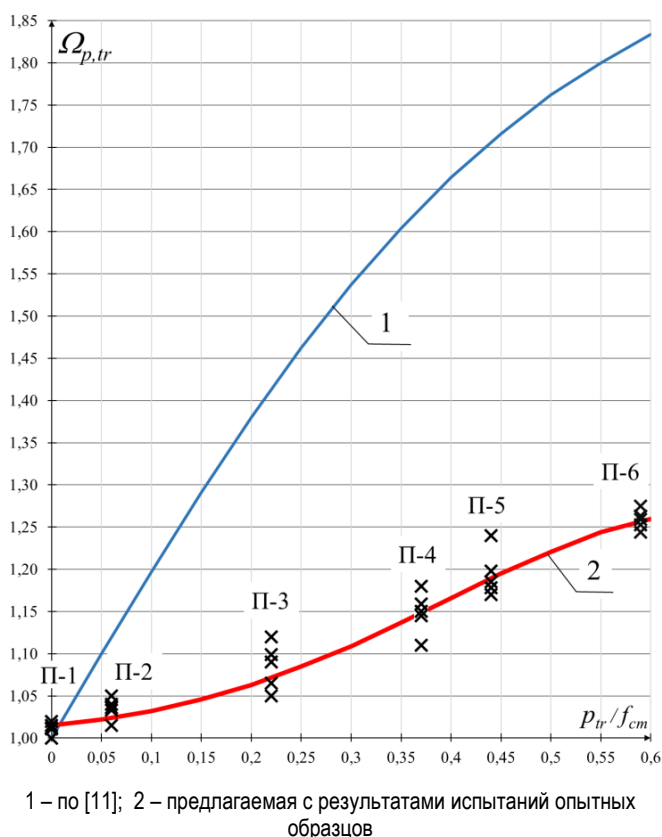


Рисунок 5 – Зависимости $\Omega_{p,tr}$ от p_{tr}/f_{cm}

В результате обработки экспериментальных данных 30 испытаний на выдергивание предварительно напряженной проволочной арматуры из бетона в исследуемом интервале поперечного давле-

ния при сжатии ($p_{tr} \leq 0$) и принятых характеристиках бетона и арматуры получены следующие параметры диаграммы « $\tau_b - S_b$ », описываемой зависимостями (1):

$$\tau_{b,max} = 1,92 \cdot \sqrt{f_{cm}}; \alpha_b = 0,4; S_{b1} = S_{b2} = 1 \text{ мм}$$

при $p_{tr} = 0$;

$$\tau_{b,max} = \Omega_{p,tr} \cdot 1,92 \cdot \sqrt{f_{cm}}; \alpha_b = 0,4; S_{b1} = 1 \text{ мм};$$

$$S_{b2} = 1 - 2 \cdot \left| p_{tr} / f_{cm} \right| \text{ при } 0 < \left| p_{tr} / f_{cm} \right| \leq 0,37;$$

$$\tau_{b,max} = \Omega_{p,tr} \cdot 1,7 \cdot \sqrt{f_{cm}}; \alpha_b = 0,3;$$

$$S_{b1} = 1 + \left| p_{tr} / f_{cm} \right|;$$

$$S_{b2} = 1,7 + 5,5 \cdot \left(\left| p_{tr} / f_{cm} \right| - 0,37 \right)$$

при $0,37 < \left| p_{tr} / f_{cm} \right| \leq 0,59$;

$$S_{b3} = c_{clear} = 6,3 \text{ мм}; \tau_{bf} = 0,4 \cdot \tau_{b,max}.$$

Коэффициент $\Omega_{p,tr}$, учитывающий влияние поперечного давления p_{tr} на касательные напряжения сцепления τ_b арматуры с бетоном согласно результатам экспериментальных данных следует принимать по зависимости (3).

Опытные и расчетные (по [11] и предлагаемые) зависимости касательных напряжений сцепления τ_b при сдвиге S_b предварительно напряженной проволочной арматуры в бетоне при ее выдергивании с различным поперечным давлением сжатия p_{tr} представлены на рисунке 4.

Заключение

В результате проведенного экспериментального исследования влияния поперечного давления при сжатии на прочность и деформативность анкеровки предварительно напряженной проволочной арматуры в бетоне предложены зависимости « $\tau_b - S_b$ », которые могут быть использованы в качестве закона сцепления проволочной предварительно напряженной арматуры с бетоном для условий эксперимента при расчете железобетонных многослойных плит безопалубочного формирования в составе платформенных стыков.

Список цитируемых источников

1. Tan, K. H. Designing Hollow-Core Slabs for Continuity / K. H. Tan, L. X. Zheng, P. Paramasivam // PCI Journal. – 1996. – January–February. – P. 82–91.
2. Симонов, М. В. Сборный железобетонный настил «Симкар» / М. В. Симонов // Бюл. строительной техники. – 1949. – № 17.
3. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов / П. Ф. Дроздов [и др.]. – М.: Стройиздат, 1986. – 351 с.
4. Маклакова, Т. Г. Конструирование крупнопанельных зданий / Т. Г. Маклакова. – М.: Стройиздат, 1975. – 159 с.
5. Пособие по проектированию жилых зданий. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85) / под ред. Э. И. Федотова. – М.: Стройиздат, 1989. – Вып. 3. – 304 с.
6. Рекомендации по расчету и конструированию индустриальных конструкций первых нежилых этажей крупнопанельных жилых зданий. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1990. – 90 с.
7. Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов: СН-321-65 / под ред. Е. Н. Рудковского. – М.: Госстройиздат, 1966. – 161 с.

8. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий : ВСН 32-77. – М. : Стройиздат, 1978. – 180 с.
9. Плиты железобетонные многопустотные предварительно напряженные безопалубочного формования на оборудовании «Вибропресс» (Россия) для перекрытий и покрытий жилых, общественных и производственных зданий : Серия Б1.041.1-5.10 / Ин-т НИПТИС им. С. С. Атаева.
10. Холмянский, М. М. Контакт арматуры с бетоном / М. М. Холмянский. – М. : Стройиздат, 1981. – 184 с.
11. Fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Germany. – 402 p.
12. Лазовский, Д. Н. Влияние поперечного обжатия на прочность анкеровки арматуры / Д. Н. Лазовский, К. К. Голубев, Г. Н. Сераков // Бетон и железобетон. – 1998. – № 1. – С. 15–17.
5. Posobie po proektirovaniyu zhilyh zdaniy. Konstrukcii zhilyh zdaniy (k SNIp 2.08.01-85) / pod red. E. I. Fedotova. – M. : Strojizdat, 1989. – Vyp. 3. – 304 s.
6. Rekomendacii po raschetu i konstruirovaniyu industrial'nyh konstrukcij pervyh nezhilyh etazhej krupnpanel'nyh zhilyh zdaniy. – M. : CNIIEP zhilishcha, 1990. – 90 s.
7. Ukazaniya po proektirovaniyu konstrukcij krupnpanel'nyh zhilyh domov : SN-321-65 / pod red. E. N. Rudkovskogo. – M. : Gosstrojizdat, 1966. – 161 s.
8. Instrukciya po proektirovaniyu konstrukcij panel'nyh zhilyh zdaniy : VSN 32-77. – M. : Strojizdat, 1978. – 180 s.
9. Plity zhelezobetonnye mnogopustotnye predvaritel'no napryazhennye bezopalubochного formovaniya na oborudovanii «Vibropress» (Rossiya) dlya perekrytij i pokrytij zhilyh, obshchestvennyh i proizvodstvennyh zdaniy : Seriya B1.041.1-5.10 / In-t NIPTIS im. S. S. Ataeva.

References

1. Tan, K. H. Designing Hollow-Core Slabs for Continuity / K. H. Tan, L. X. Zheng, P. Paramasivam // PCI Journal. – 1996. – January–February. – P. 82–91.
2. Simonov, M. V. Sbornyj zhelezobetonnyj nastil «Simkar» / M. V. Simonov // Byul. stroitel'noj tekhniki. – 1949. – № 17.
3. Proektirovanie i raschet mnogoetazhnyh grazhdanskih zdaniy i ih elementov / P. F. Drozdov [i dr.]. – M. : Strojizdat, 1986. – 351 s.
4. Maklakova, T. G. Konstruirovaniye krupnpanel'nyh zdaniy / T. G. Maklakova. – M. : Strojizdat, 1975. – 159 s.
10. Holmyanskij, M. M. Kontakt armatury s betonom / M. M. Holmyanskij. – M. : Strojizdat, 1981. – 184 s.
11. Fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Germany. – 402 p.
12. Lazovskij, D. N. Vliyanie poperechnogo obzhatiya na prochnost' ankerovki armatury / D. N. Lazovskij, K. K. Golubev, G. N. Seryakov // Beton i zhelezobeton. – 1998. – № 1. – S. 15–17.

Материал поступил 26.03.2024, одобрен 27.03.2024, принят к публикации 27.03.2024