

О.В. КАБАНЦЕВ¹, С.Б. КРЫЛОВ², С.В. ТРОФИМОВ^{1,2}

¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия

²Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона
(НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ БОЛЬШОЙ ТОЛЩИНЫ

Аннотация. В статье представлены результаты экспериментальных исследований прочности на продавливание монолитных железобетонных плит большой толщины (600 мм) без поперечного армирования. Исследовано влияние коэффициента продольного растянутого армирования ($\mu_s = 0,56\%$ и $1,12\%$) на несущую способность и характер разрушения. Установлено, что увеличение процента армирования в 2 раза приводит к росту прочности на продавливание лишь на 10,8%, что свидетельствует о снижении влияния этого фактора для «толстых» плит по сравнению с «тонкими». Проанализировано сложное напряженно-деформированное состояние бетона в оппорной зоне и распределение напряжений в арматуре. Проведен сравнительный анализ экспериментальных данных с расчетами по нормативным документам (СП 63.13330, EC2, ACI 318, MC2020), который показал значительную переоценку несущей способности по методике СП 63.13330, особенно для плит с малым процентом армирования. Сделан вывод о необходимости учета продольного армирования в расчетных моделях.

Ключевые слова: железобетонные плиты большой толщины, продавливание, напряженно-деформированное состояние, экспериментальные исследования.

O.V. KABANTSEV¹, S.B. KRYLOV², S.V. TROFIMOV^{1,2}

¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

²Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center
"Construction", Moscow, Russia

EXPERIMENTAL STUDIES ON THE PUNCHING SHEAR STRENGTH OF THICK REINFORCED CONCRETE SLABS

Abstract. This paper presents the results of experimental studies on the punching shear strength of thick reinforced concrete slabs (600 mm) without shear reinforcement. The influence of the tensile reinforcement ratio ($\mu_s = 0,56\%$ and $1,12\%$) on the load-bearing capacity and failure mode was investigated. It was found that a two-fold increase in the reinforcement ratio leads to an increase in punching shear strength of only 10,8%, indicating a reduced influence of this factor for "thick" slabs compared to "thin" ones. The complex stress-strain state of concrete in the support zone and the stress distribution in the reinforcement were analyzed. A comparative analysis of the experimental data with calculations based on regulatory documents (SP 63.13330, EC2, ACI 318, MC2020) was carried out, which showed a significant overestimation of the load-bearing capacity according to the SP 63.13330 methodology, especially for slabs with a low reinforcement ratio. It is concluded that it is necessary to account for the longitudinal reinforcement in the design models.

Keywords: thick reinforced concrete slabs, punching shear, stress-strain state, experimental studies.

1. Введение

Исследование схемы сопротивления железобетонных плит средней и большой толщины действию продавливающих нагрузок представляет собой в высокой степени актуальную задачу, что определяется рядом важных аспектов.

Анализ научной литературы, посвященной экспериментальным исследованиям, служившим основой для действующих норм РФ по расчету несущей способности плитных конструкций при действии продавливающих нагрузок, представленный в [1], показывает, что подавляющее число экспериментов выполнено с нагружением образцов плит малой толщины (от 100 до 250 мм), которые применяются для устройства перекрытий и (по устоявшейся в научной литературе терминологии) относятся к классу «тонких» плит. Однако развитие практики строительства потребовало широкого применения железобетонных плит существенно большей толщины для устройства перекрытий с высокими значениями эксплуатационных нагрузок, а также для устройства так называемых «трансферных плит» – конструкций, обеспечивающих совместную работу и передачу нагрузок от одной группы вертикальных конструкций к другой группе, при этом продольные оси двух групп конструкций не совпадают.

Трансферные плиты, как правило, воспринимают значительные по своим значениям поперечные усилия, вследствие чего такие конструкции должны обладать повышенной несущей способностью по критерию прочности на продавливание. Трансферные плиты проектируются, как правило, с толщиной, равной или превышающей 600 мм, что позволяет классифицировать (в рамках устоявшейся терминологии) такие плиты как «толстые».

На сегодняшний день учет размерного эффекта при расчете несущей способности плит при продавливании является одной из актуальных тем зарубежных исследований и научных дискуссий, о чем свидетельствует ряд научных статей Muttoni A. [2] и Vařant Z.P. [3], критикующих тот или иной подход к учету фактора влияния толщины плиты. При этом выполненный сопоставительный анализ показывает, что на получаемые результаты влияет, в основном, два фактора: 1 – толщина данных конструкций; 2 – принятый процент продольного растянутого армирования μ_s .

Представляется вполне обоснованным в целях решения актуальной задачи разработки метода расчета несущей способности железобетонных плит с увеличенной толщиной («толстых» плит) определить в рамках экспериментальных исследований особенности силового сопротивления, трещинообразования и механизмов разрушения таких типов железобетонных плит без устройства поперечного армирования, включая влияние продольного армирования плитных конструкций. Настоящая статья является продолжением ранее опубликованной работы [1].

В статье представлены результаты экспериментальных исследований прочности железобетонных плит без поперечного армирования при действии статических продавливающих нагрузок.

2. Модели и методы

На основе результатов выполненного анализа [1] для изучения силового сопротивления, трещинообразования и механизмов разрушения железобетонных «толстых» плит без поперечного армирования с разным коэффициентом продольного рабочего растянутого армирования при действии статической продавливающей нагрузки выполнены экспериментальные исследования экспериментальных образцов в виде двух серий монолитных прямоугольных железобетонных плит с размерами в плане 2440×2440 мм толщиной 600 мм. Основные принятые параметры для экспериментальных образцов приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Основные параметры для экспериментальных образцов плит

Серия №	Маркировка образцов	Толщина плиты h , мм	Величина защитного слоя бетона для нижней и верхней грани плиты, мм	Принятый диаметр/шаг продольных верхних арматурных	Принятый диаметр/шаг продольных нижних арматурных	μ_s , %	h_0 , мм	h'_0 , мм	c , мм	r_s , мм
1	ККТ_1_№1	600	20	28/100	12/100	1,12	552	568	400	1120
	ККТ_1_№2									
	ККТ_1_№3									
2	ККТ_2_№1	600	20	28/200	12/200	0,56	552	568	400	1120
	ККТ_2_№2									
	ККТ_2_№3									

Примечание: c – размеры поперечного сечения стальной квадратной колонны; h'_0 – приведенная высота рабочего сечения плиты для нижних продольных арматурных стержней. Методика испытаний детально была представлена в [1].

3. Результаты исследования и их анализ

По результатам анализа данных, полученных в ходе выполнения экспериментальных исследований, установлено, что все образцы разрушились при продавливании их стальной колонной. Испытания плит проводились в практически одинаковых условиях, а фактические прочностные и деформационные характеристики материалов образцов были близки по значениям для двух серий плит. А принятое отношение $r_s/h_0 \approx 2.028$ [1] позволило обеспечить так называемое «свободное продавливание».

Нагружение всех образцов плит выполнялось поэтапно ступенями, каждая из которых не превышала 10% от максимальной ранее полученной теоретической разрушающей нагрузки в соответствии с принятой методикой испытаний [1].

Практически все образцы плит разрушились от действия продавливающего усилия в процессе перехода с 9 ступени нагружения на 10 ступень [1], за исключением образца марки ККТ_2_№2. Для указанного образца плиты при достижении 10 этапа нагружения ($F_{исп.} = 4000$ кН) разрушение не произошло. В этой связи на 10 ступени нагружения данный образец был выдержан под нагрузкой в течение 30 минут согласно п. 9.7 ГОСТ 8829-2018, а затем поэтапное нагружение продолжилось. Разрушение плиты марки ККТ_2_№2 произошло в момент достижения статической нагрузки 11 этапа.

Результаты экспериментальных исследований деформирования образцов железобетонных плит без поперечного армирования при действии статической продавливающей нагрузки

В соответствии с принятой методикой испытаний плит на продавливание [1] для измерения вертикальных перемещений образцов при действии статической нагрузки использованы цифровые индикаторы перемещений, которые были установлены в контрольных точках под нижней поверхностью плит марок ККТ_1 и ККТ_2 (рисунок 1).

Результаты измерения вертикальных перемещений в контрольных точках образцов представлены на рисунке 2. Как видно из графиков «нагрузка-вертикальные перемещения» для контрольных точек №7, №10 и №13 образцов марок ККТ_1_№3 и ККТ_2_№3, с увеличением процента продольного растянутого армирования μ_s жесткость конструкций увеличивается, но характер разрушения плит становится более хрупким.

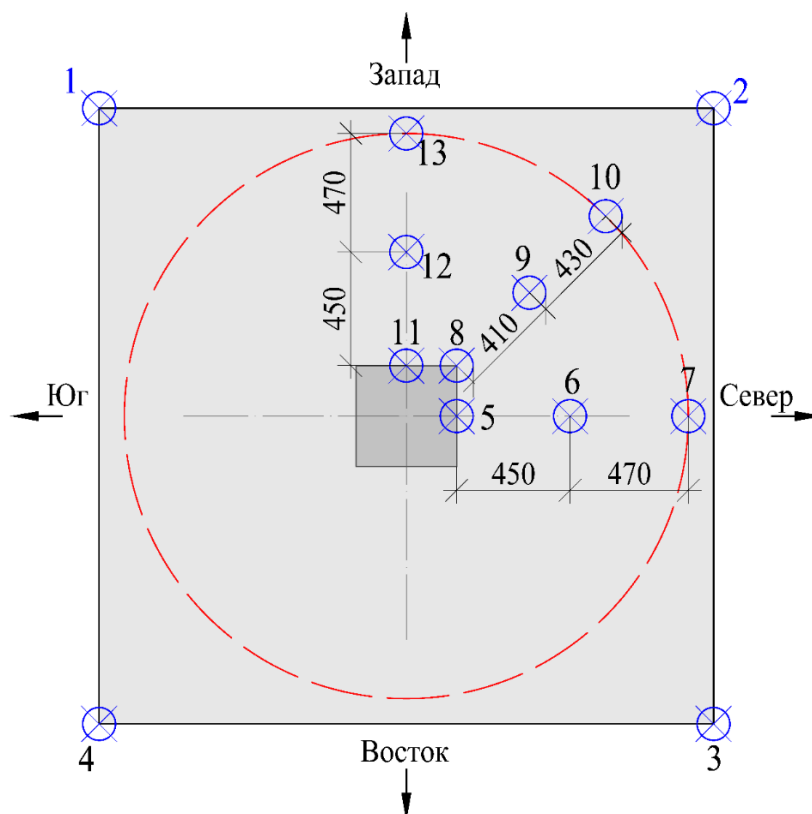


Рисунок 1 – Принятая схема расположения и маркировка цифровых индикаторов перемещений, устанавливаемых под нижнюю грань образцов плит марок ККТ_1 и ККТ_2

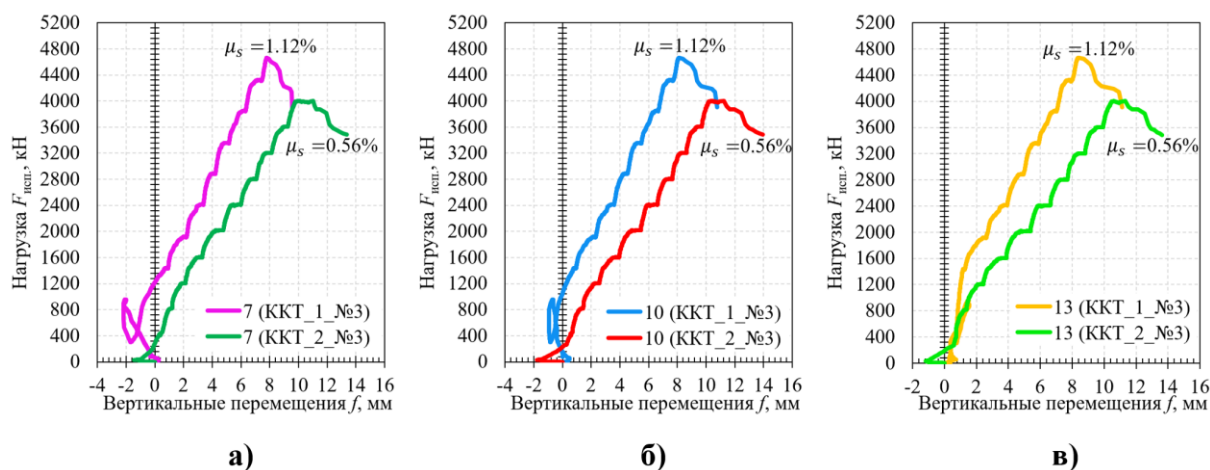


Рисунок 2 – Сопоставление полученных вертикальных перемещений для образцов плит марок ККТ_1_№3 и ККТ_2_№3 в процессе их нагружения для контрольных точек: а) №7, б) №10, в) №13

Результаты экспериментального определения несущей способности железобетонных плит без поперечного армирования по критерию продавливания

Данные по несущей способности железобетонных плит без поперечного армирования по критерию продавливания $F_{исп.}$, полученные в результате экспериментальных исследований, представлены в таблице 2 в сопоставлении с нормативными оценками несущей способности на продавливание по ряду действующих норм [4-7] и альтернативной методике [8].

Таблица 2 – Результаты сопоставительного анализа

№ Серии	Образец	$F_{исп.}$, кН	$F_{исп.срд.}$, кН	$F_{исп.}/F_{pred}$				
				СП63	Коровин Н.Н. [8]	ЕС2	МС2020 (LoA II)	АСI 318
Первая	ККТ_1_№1	4678,08	4537,65	0,812	0,927	0,916	0,874	1,238
	ККТ_1_№2	4271,44		0,742	0,846	0,836	0,798	1,130
	ККТ_1_№3	4663,44		0,810	0,924	0,913	0,871	1,234
Среднее значение для образцов первой серии:				0,788	0,899	0,888	0,848	1,201
Вторая	ККТ_2_№1	3881,84	4095,36	0,628	0,717	0,960	0,944	1,031
	ККТ_2_№2	4401,36		0,712	0,813	1,088	1,070	1,168
	ККТ_2_№3	4002,88		0,648	0,739	0,990	0,973	1,063
Среднее значение для образцов второй серии:				0,663	0,756	1,013	0,996	1,087

Примечание к таблице 2:

- Характеристики экспериментальных образцов представлены в [1].
- В приведенных значениях разрушающих нагрузок $F_{исп.}$, полученных в момент разрушения плит при продавливании, значения нагрузки от собственного веса образцов не учитывались, поскольку технологически не представлялось возможным определить точное фактическое значение.
- При определении несущей способности на продавливание экспериментальных образцов плит по нормативным подходам [5-7] среднее значение цилиндрической прочности бетона на осевое сжатие, определялось по формуле (1) согласно [9].

$$f_c = ((R_m^{150} - 8,0) \cdot 0,85) + 8, \quad (1)$$

где R_m^{150} – фактическая средняя кубиковая прочность бетона (таблица 5 [1]).

Анализ данных из таблицы 2 показывает, что принятая в СП 63.13330 [4] методика расчета по определению прочности на продавливание даёт наибольшую переоценку несущей способности для экспериментальных образцов плит толщиной 600 мм по сравнению с другими нормативными подходами. Так, для плит первой серии ($\mu_s = 1,12\%$) среднее значение переоценки несущей способности составило $\Delta = 22,0\%$, а для плит второй серии ($\mu_s = 0,56\%$) – $\Delta = 33,7\%$.

При этом применение корректирующего коэффициента К, предложенного Коровиным Н.Н. [8] в рамках доработки методики СП 63.13330 [4], незначительно улучшило сходимость расчетных и экспериментальных данных, так для плит второй серии переоценка несущей способности составила $\Delta = 22,4\%$.

Результаты исследования относительных деформаций в сжатом бетоне при действии продавливающих нагрузок

С целью определения данных о напряженно-деформированном состоянии бетона сжатой зоны в окрестности опирания образцов на стальную колонну были установлены тензорезисторы фирмы «Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd.» с длиной чувствительного элемента 60 (PL-60-11) и 90 (PL-90-11) мм по схеме, представленной на рисунке 3.

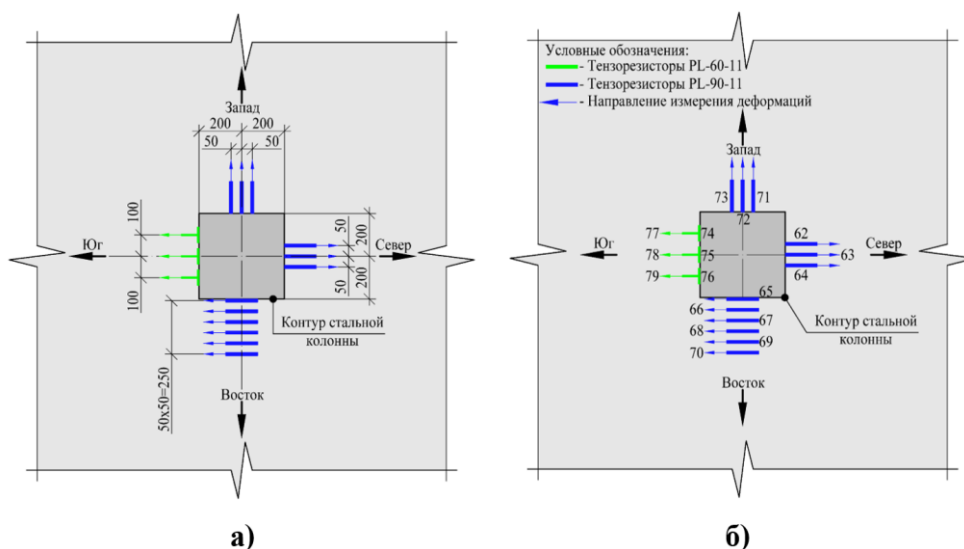


Рисунок 3 – Принятая схема расположения (а) и маркировки (б) тензометрических датчиков, устанавливаемых на нижнюю поверхность бетона плит в окрестности стальной колонны, для экспериментальных образцов марки: ККТ_1 и ККТ_2

Результаты исследований относительных деформаций бетона сжатой зоны образцов представлены на рисунке 4 и 5.

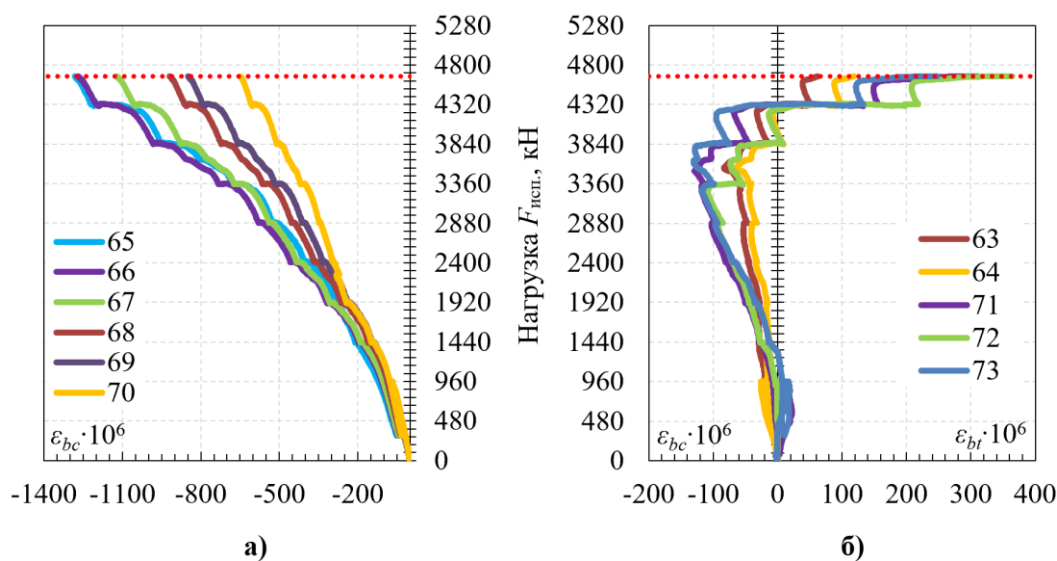


Рисунок 4 – Графики нагрузка – относительные деформации бетона в окрестности опирания образца плиты марки ККТ_1_№3 в направлениях: а) в тангенциальном, б) в радиальном

По результатам анализа полученных значений тангенциальных ϵ_{bc} и радиальных ϵ_{br} относительных деформаций установлено, что бетон в окрестности колонны в процессе нагружения плит испытывает сложное напряженно-деформированное состояние. На начальных этапах нагружения в бетоне действуют сжимающие тангенциальные и радиальные деформации в горизонтальном направлении, а также в вертикальном в окрестности опирания образцов на колонну (трехосное сжатие). Затем с увеличением нагрузки радиальные деформации ϵ_{br} (на этапе 80...90% от разрушающей нагрузки) из сжимающих переходят в растягивающие ϵ_{bt} . При этом тангенциальные и вертикальные деформации остаются по-прежнему сжимающими (растяжение-сжатие-сжатие). Из чего можно сделать вывод о том, что

при приближении к разрушению образца в целом, в окрестности колонны после достижения радиальными относительными деформациями на нижней поверхности плиты некоторого предельного значения ε_{bcr}^{ult} , в изначально сжатом бетоне начинается быстрое развитие растягивающих радиальных деформаций (рисунок 4 и 5), которые в дальнейшем приводят к разрушению сжатой зоны бетона (рисунок 9 (в)). Так, для образцов плит первой серии среднее фактическое предельное значение относительных радиальных деформаций сжатия ε_{bcr}^{ult} , после которого начинается процесс перехода в растягивающие деформации, составляет $-0,000102$, а для образцов марки ККТ_2 $\varepsilon_{bcr}^{ult} = -0,000238$.

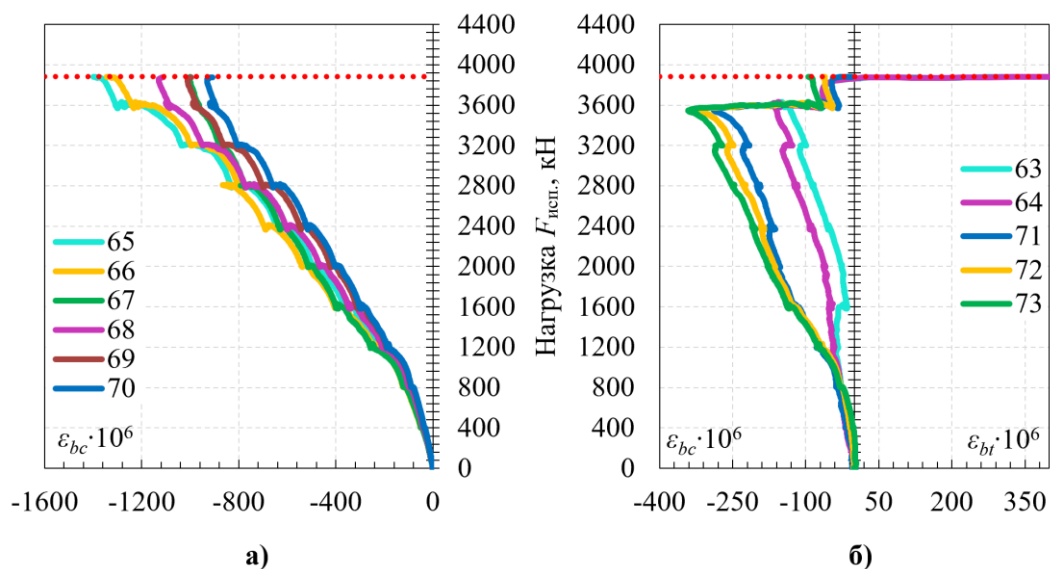


Рисунок 5 – Графики нагрузка – относительные деформации бетона в окрестности опирания образца плиты марки ККТ_2_№1 в направлениях: а) в тангенциальном, б) в радиальном

Фактические величины тангенциальных деформаций значительно больше, чем радиальные. При этом максимальные значения ε_{bcr} достигаются непосредственно вблизи колонны. Затем по мере удаления от штампа приложения продавливающего усилия происходит снижение тангенциальных деформаций в бетоне. Максимальные средние значения ε_{bcr} для образцов плит марки ККТ_1 ($\varepsilon_{bcr} = -0,00124$) незначительно отличаются от полученных значений при испытании образцов плит марки ККТ_2 ($\varepsilon_{bcr} = -0,00151$). При этом зафиксированные средние значения сжимающих радиальных деформаций, полученные в ходе выполнения испытаний плит первой и второй серии, отличаются практически в два раза при $\mu_s = 1,12\%$ и $0,56\%$.

Необходимо отметить, что фактические максимальные значения относительных радиальных и тангенциальных деформаций сжатия в процессе нагружения и разрушения плит не превысили своих предельных значений, соответствующих призменной прочности бетона при одноосном осевом сжатии R_b . Так, для бетона первой серии данные предельные деформации составляют $\hat{\varepsilon}_b = -0,00270$, а для бетона второй серии $\hat{\varepsilon}_b = -0,00284$ согласно приложению Г [4].

Анализ характера разрушения «толстых» плит при продавливании

С целью установления фактического угла наклона боковых граней фигуры (пирамиды) разрушения после испытаний выполнено распиливание экспериментальных образцов плит дисковой пилой (рисунок 6).

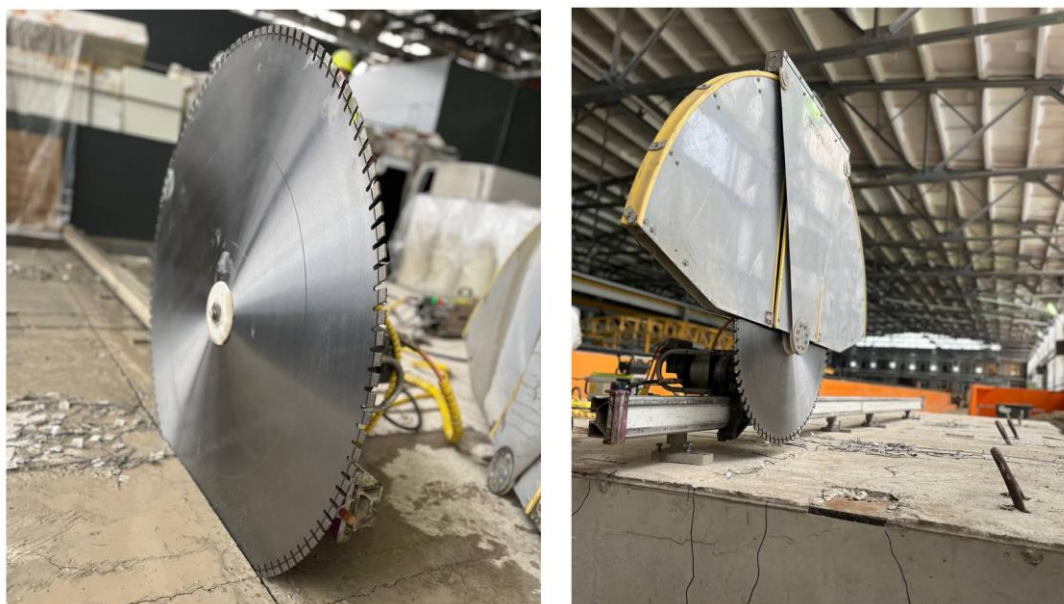


Рисунок 6 – Процесс резки экспериментальных образцов плит

Поскольку плиты находились между восемью П-образными рамами [1], а также на верхней горизонтальной грани были установлены гидравлические домкраты, то доступ в процессе испытаний к образцам с целью определения момента образования изгибных радиальных и тангенциальных трещин на растянутой горизонтальной поверхности плит двух серий был ограничен.

Однако по результатам обработки данных, полученных тензометрическими датчиками, установленными на продольном рабочем верхнем (растянутом) армировании, были обнаружены всплески в показаниях, вызванные образованием изгибных трещин (рисунок 11 и 12). При этом переход изгибных радиальных трещин с растянутой горизонтальной поверхности плит на боковые грани (рисунок 7) был зафиксирован практически на начальных этапах нагружения (20-30% от разрушающего значения при продавливании образцов).

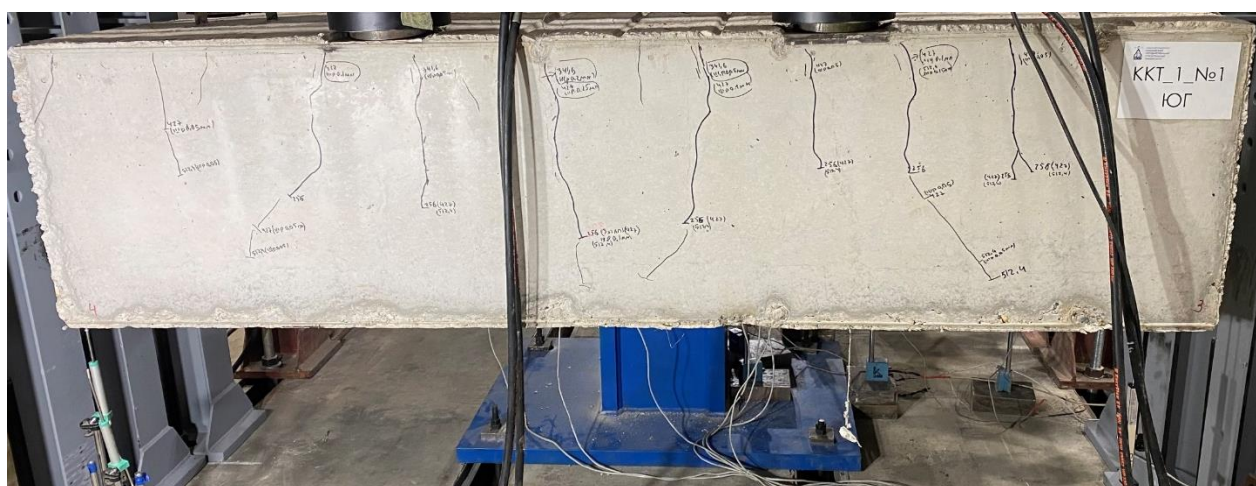


Рисунок 7 – Характер образования трещин на боковой грани образца плиты марки ККТ_1_№1 после разрушения

Во всех случаях момент разрушения экспериментальных образцов при продавливании был хрупким, как видно из графиков, представленных на рисунке 2, 4, 5, 20, и сопровождался следующими процессами:

- Образованием радиальных, тангенциальных и диагональных трещин на растянутой поверхности плит со значительной шириной раскрытия (в ряде случаев более 5 мм) на расстоянии от ≈ 620 до 820 мм от грани штампа продавливающей нагрузки.
- Хрупким разрушением (выкалыванием) сжатого бетона в окрестности опирания плит на стальную колонну, вызванным вертикальным смещением продавливающего штампа относительно нижней поверхности плиты (рисунок 8).



а)



б)

Рисунок 8 – Характер разрушения сжатого бетона в окрестности опирания плит марки: а) ККТ_1_№1; б) ККТ_1_№3

По результатам резки образцов двух серий была определена схема образования внутренних как изгибных трещин, так и критических наклонных трещин, формирующих боковые грани фигуры (пирамиды) продавливания - детальная информация приведена в работе [10].

Характер разрушения образцов железобетонных плит без поперечного армирования при действии статических продавливающих нагрузок представлен на рисунке 9.

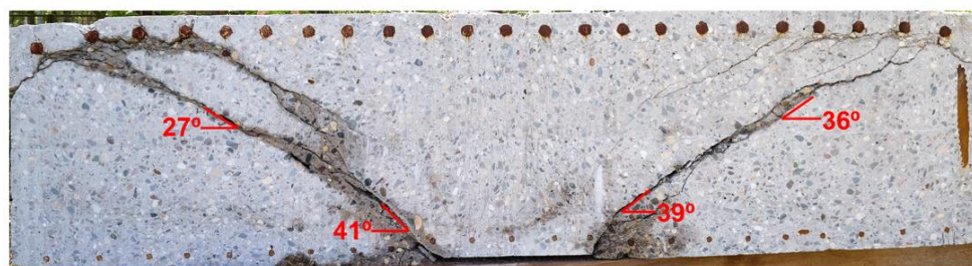
Все образцы демонстрируют типичный характер разрушения плит при продавливании без устройства поперечного армирования, который определяется преимущественно наклонной критической трещиной, направленной от края колонны к верхней арматуре. Установлено, что фактический угол наклона к горизонтали критических наклонных трещин, формирующих боковые грани пирамиды продавливания, является переменным по толщине плиты.

Во всех образцах представляется возможным выделить две выраженные зоны с различными углами наклона трещин:

- В зонах, примыкающих к штампу продавливающей нагрузки, выявлено разрушение бетона образцов, соответствующее хрупкому механизму разрушения (рисунок 9 (в)). При этом на указанном участке наблюдается наиболее высокий угол наклона трещины к горизонтали – в отдельных случаях до $59^\circ \dots 63^\circ$.

- В зоне бетона, расположенной над объемом хрупкого разрушения бетона в приопорной части образца (центральная часть плит), трещины расположены более полого – под углами от 27° до 37° (рисунок 9 (а) и 9 (б)).

Полученные данные позволяют утверждать, что схема трещинообразования железобетонных плит без устройства поперечного армирования при действии статических продавливающих нагрузок является билинейной, что определяет криволинейную форму тела (пирамиды) продавливания опорной зоны плит.



а)



б)



в)

Рисунок 9 – Общий вид и угол наклона боковых граней к вертикали пирамиды продавливания для образцов марок: а) ККТ_1, б) ККТ_2; в) характер разрушения бетона в окрестности опирания плит на колонну образцов плит: первой серии (слева), второй серии (справа)

Анализ напряжений и деформаций в арматурных стержнях растянутой зоны образцов

В процессе изготовления образцов плит двух серий в соответствии с разработанной методикой [1] на верхнее продольное рабочее армирование, располагаемое вдоль направления «Север-Юг», были установлены тензометрические датчики фирмы «Токуо Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd.» с длиной чувствительного элемента 5 мм (FLAB-5-11) с целью определения фактических значений действующих напряжений σ_{st} и относительных деформаций ε_s в стержнях как в процессе поэтапного нагружения, так и в момент разрушения плит. Принятые схемы расположения и маркировки данных датчиков для образцов марок ККТ_1 и ККТ_2 приведены на рисунке 10.

Установлено, что в момент разрушения образцов фактические значения растягивающих напряжений σ_{st} в продольном верхнем рабочем армировании плит обеих серий не достигли своих предельных значений (рисунок 11-13). Максимальные зафиксированные напряжения составили:

- для образцов первой серии (при $\mu_s = 1,12\%$) – $\sigma_{st} = 284,48$ МПа;
- для образцов второй серии (при $\mu_s = 0,56\%$) – $\sigma_{st} = 491,9$ МПа.

Однако по результатам испытаний контрольных образцов стержней было определено, что среднее фактическое значение предела текучести для данных арматурных стержней $\varnothing 28$ мм составляет $\sigma_{st} (R_s) = 554,2$ МПа.

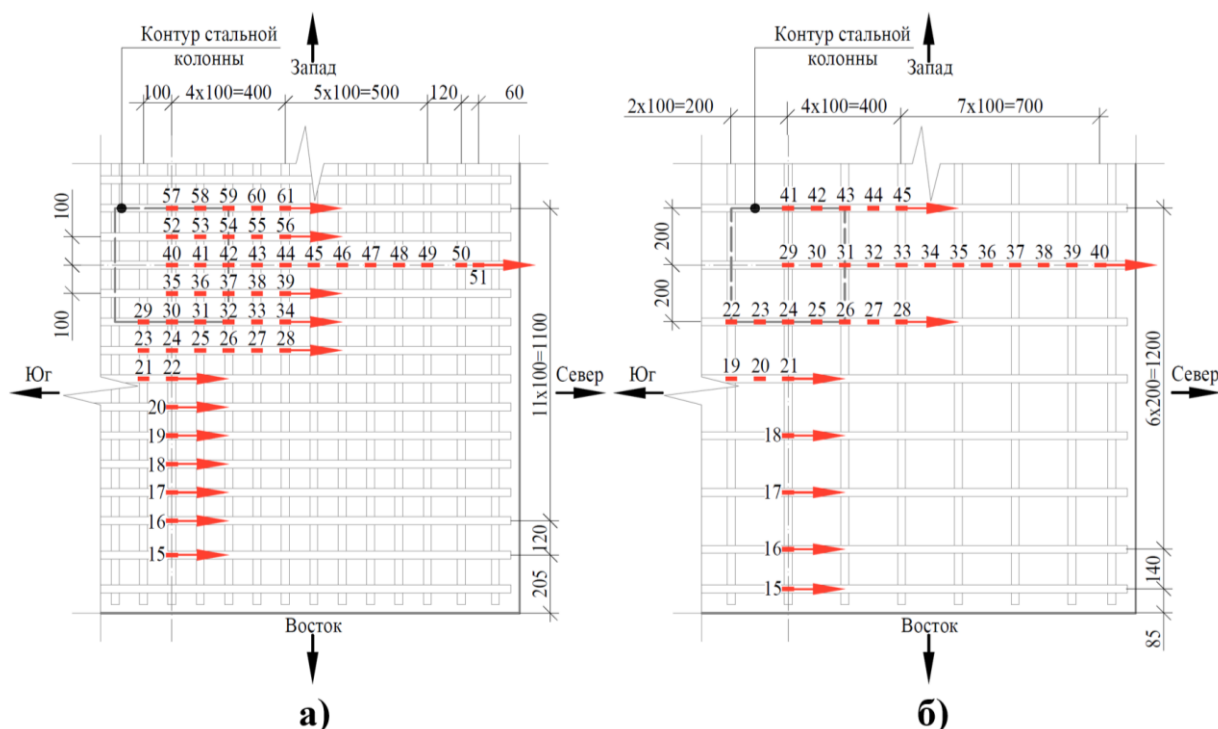


Рисунок 10 – Принятая схема расположения и маркировка тензометрических датчиков FLAB-5-11, устанавливаемых на продольные верхние арматурные стержни экспериментальных образцов марок: а) ККТ_1, б) ККТ_2

Исследование характера распределения растягивающих напряжений σ_{st} по длине центрального арматурного стержня (датчики №40...50) в образцах марки ККТ_1 выявило следующую закономерность. На начальной стадии нагружения максимальные напряжения наблюдались в центральной части образцов плит. Однако по мере роста нагрузки зона максимальных значений растягивающих напряжений была зафиксирована уже на расстоянии 500...1020 мм от центра стальной колонны на участках образования изгибных трещин (рисунок 11).

Анализ распределения растягивающих напряжений вдоль центрального стержня в образцах марки ККТ_2 (датчики №29...40) показал, что при нагрузке $\approx 50\%$ от разрушающей величины максимальные значения σ_{st} локализуются в зонах образования первичных трещин, вызванные изгибом плиты (рисунок 12).

На рисунках 14 и 15 представлены графики распределения растягивающих напряжений σ_{st} в средней части стержней, расположенных на различных расстояниях от центра плит марок: ККТ_1_№3 (датчики №15-20, 24, 30, 35, 40, 52, 57); ККТ_2_№3 (датчики №15-21, 24, 29, 41).

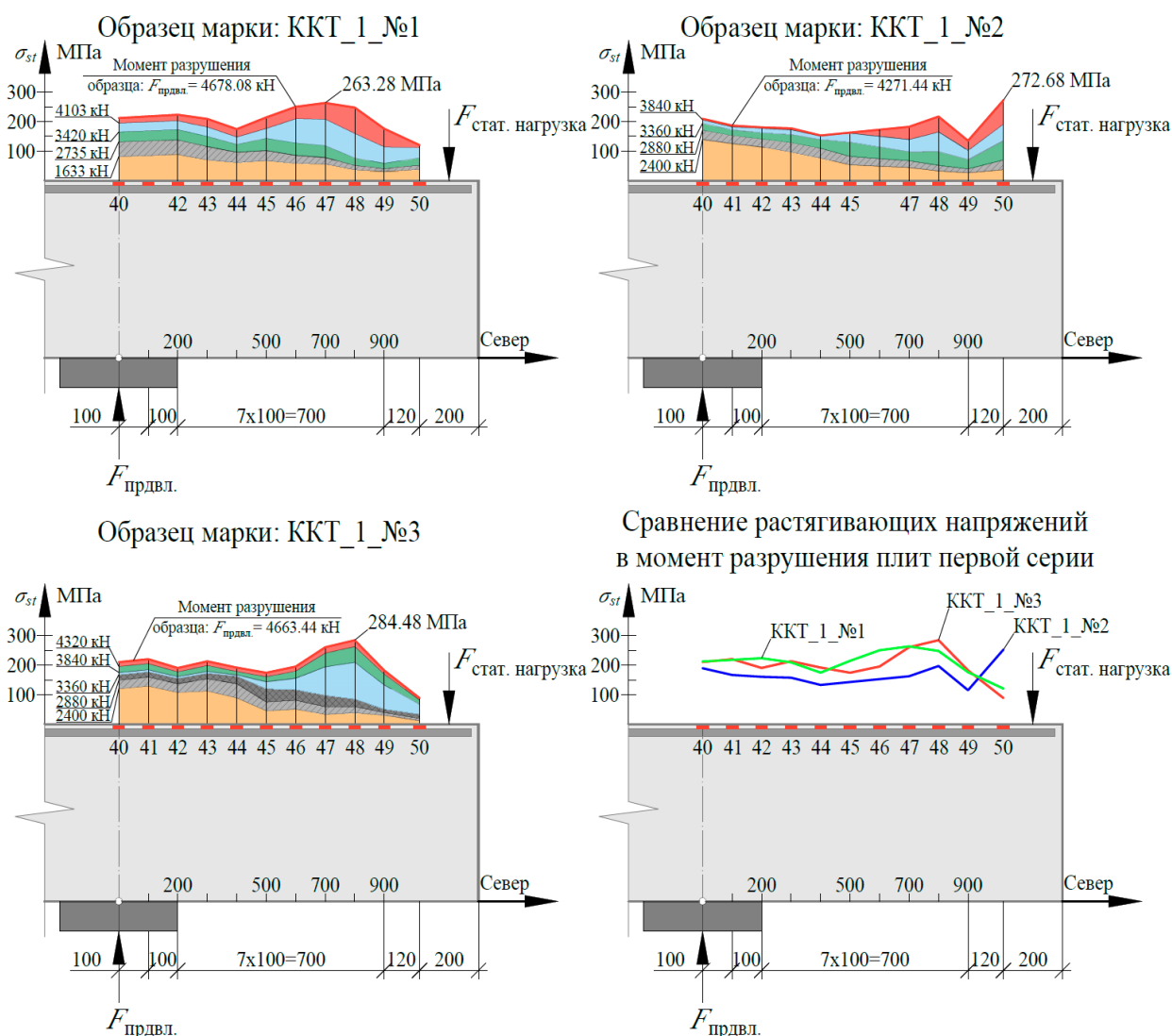


Рисунок 11 – Фактическое распределение растягивающих напряжений в центральном продольном верхнем арматурном стержне в процессе нагружения образцов марки ККТ_1

Из графиков распределения напряжений σ_{st} (рисунок 14 и 15), действующих в средней части длины стержней, расположенных на разных расстояниях от центра плит, можно сделать следующие выводы:

- в процессе нагружения все продольные арматурные стержни в пределах пирамиды продавливания включаются в работу;
- максимальные значения σ_{st} при разрушении наблюдаются в зонах образования изгибных трещин;
- по мере роста нагрузки отмечается значительное увеличение напряжений в средней части длины стержней, расположенных ближе к краям плит.

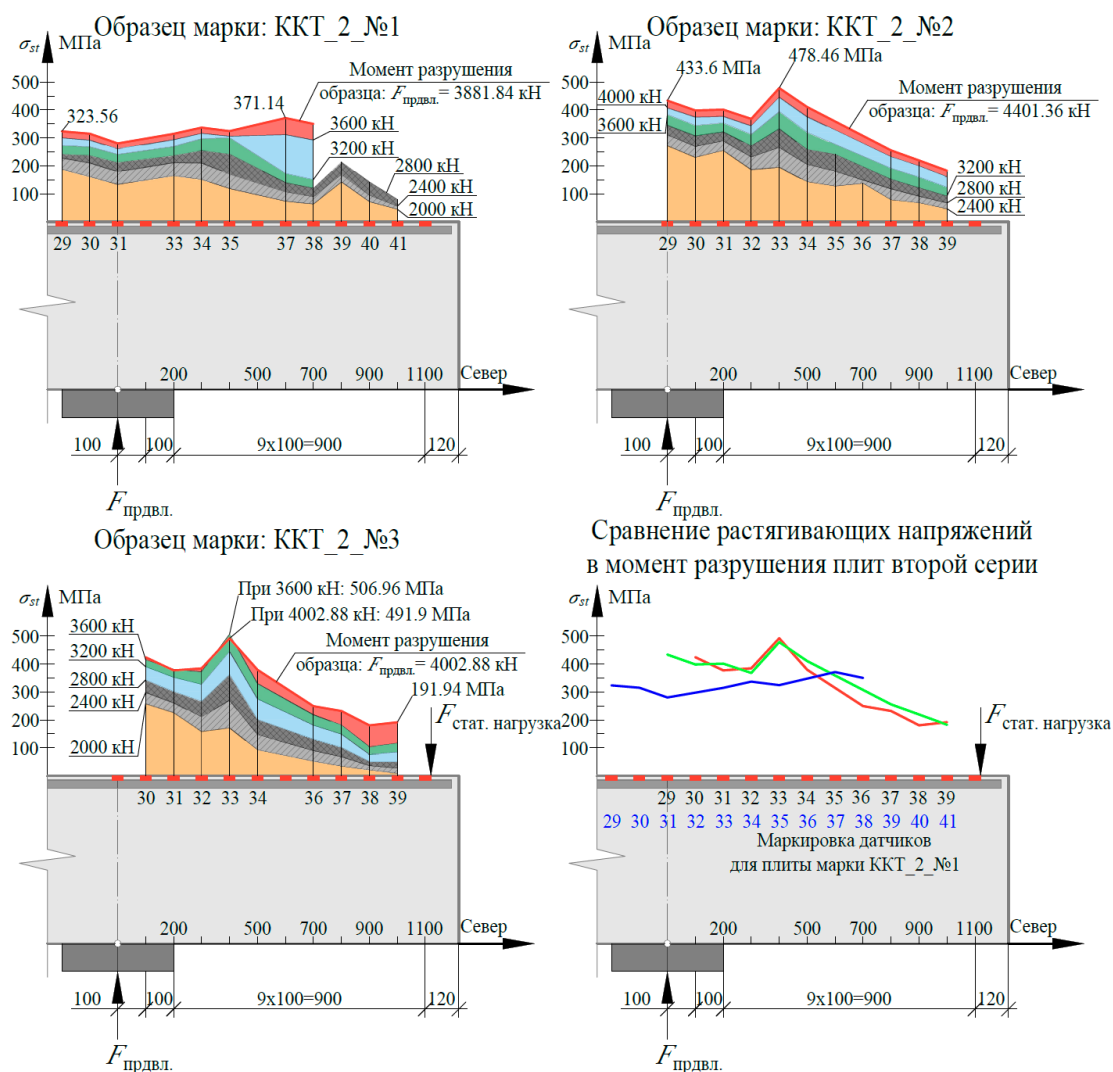


Рисунок 12 – Фактическое распределение растягивающих напряжений в центральном продольном верхнем арматурном стержне в процессе нагружения образцов марки ККТ_2

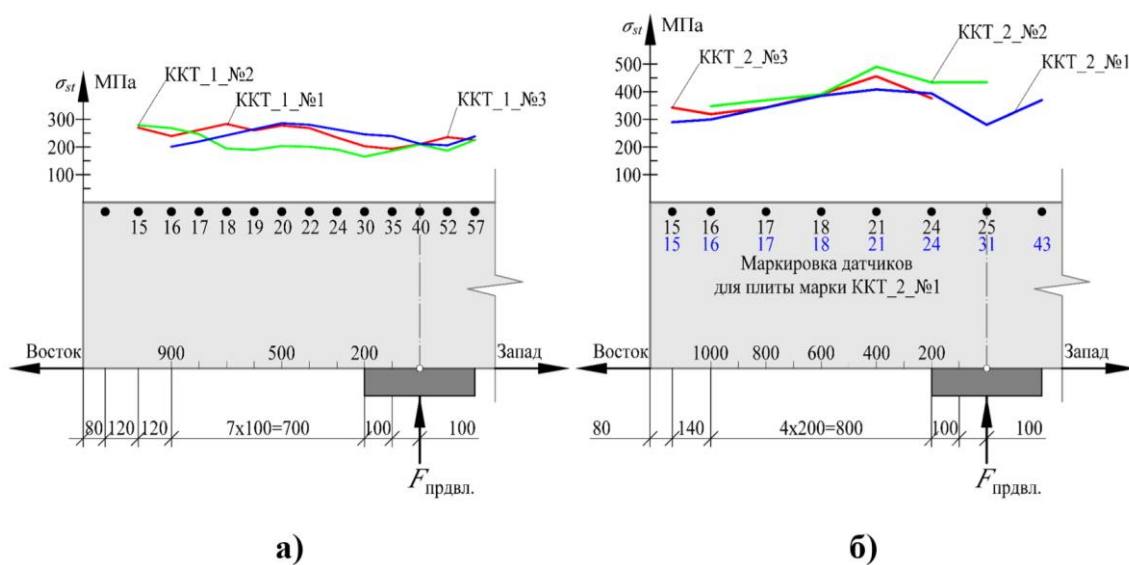


Рисунок 13 – Сравнение растягивающих напряжений, действующих в средней части длины стержней, расположенных на разных расстояниях от центра плиты в момент разрушения образцов марок: а) ККТ_1, б) ККТ_2

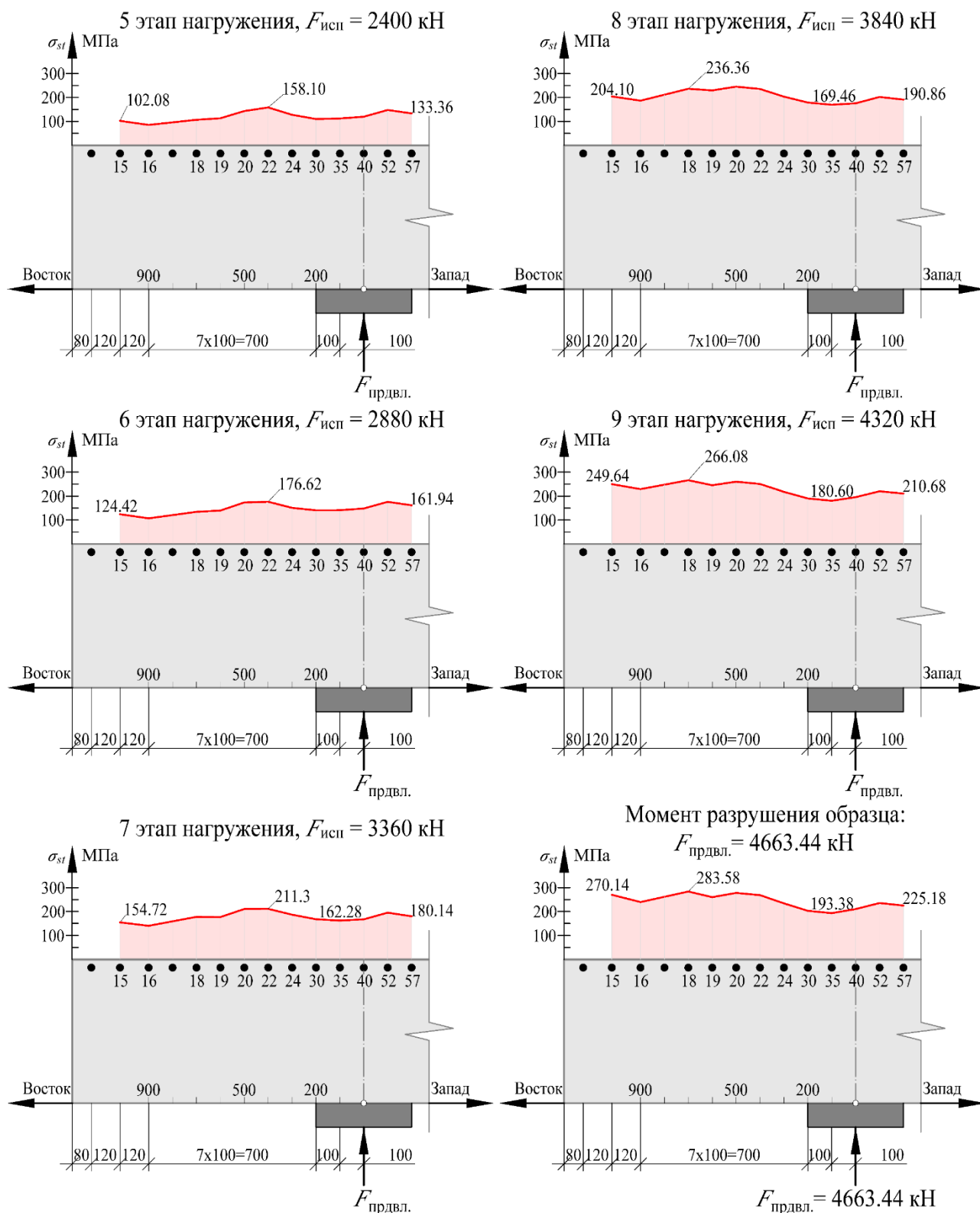


Рисунок 14 – Распределение растягивающих напряжений, действующих в средней части длины стержней, расположенных на разных расстояниях от центра плиты в процессе нагружения и разрушения образца марки ККТ_1_№3

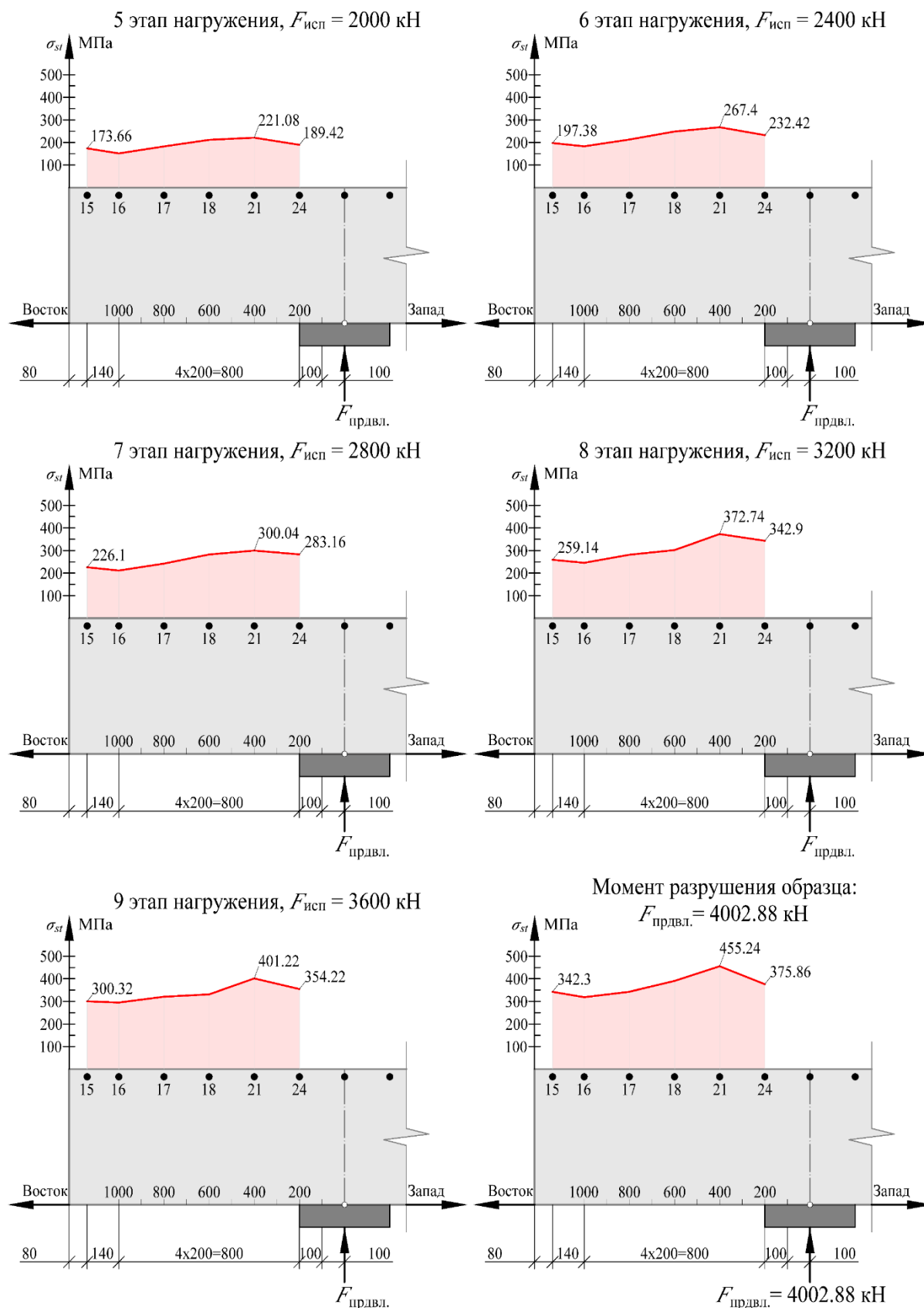


Рисунок 15 – Распределение растягивающих напряжений, действующих в средней части длины стержней, расположенных на разных расстояниях от центра плиты в процессе нагружения и разрушения образца марки ККТ_2_№3

Результаты экспериментальных исследований демонстрируют, что с началом роста относительных деформаций растяжения на удаленных от центральной части плиты участках стержней происходит изменение напряженно-деформированного состояния в бетоне в окрестности стальной колонны. Данное изменение вызвано началом перехода действующих радиальных относительных деформаций из сжимающих в растягивающие (рисунок 16 и 17).

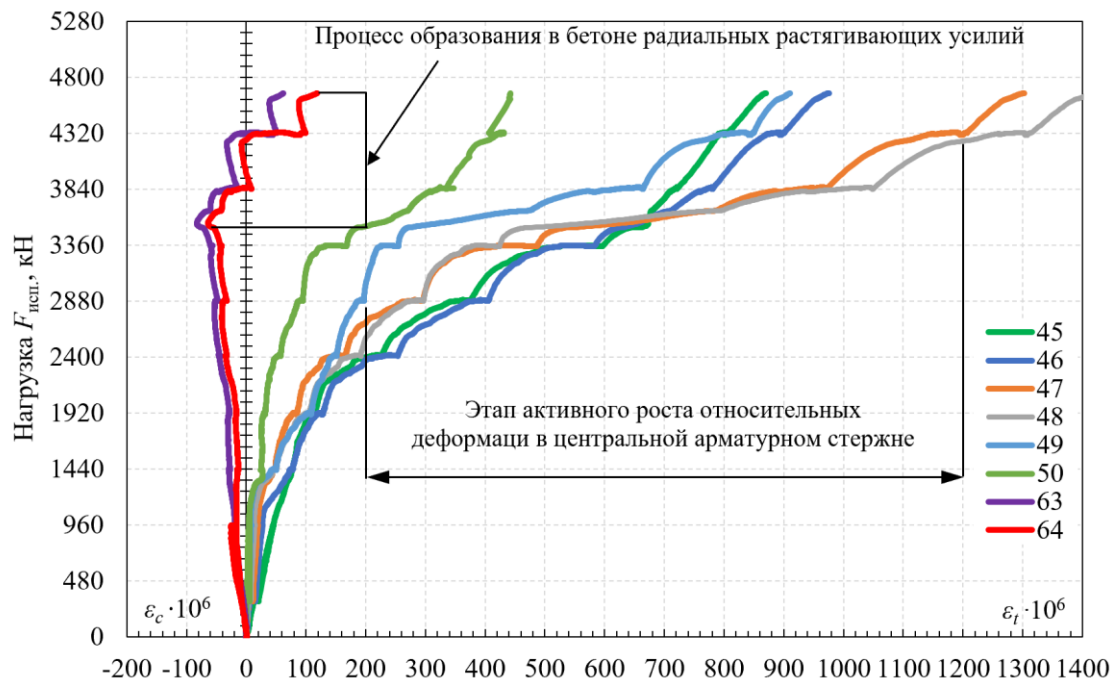


Рисунок 16 – Сопоставление изменения значений относительных деформаций в центральном верхнем арматурном стержне (датчики №45...50) и на нижней поверхности бетона в окрестности стальной колонны (№63, 64) для образца марки ККТ_1_№3

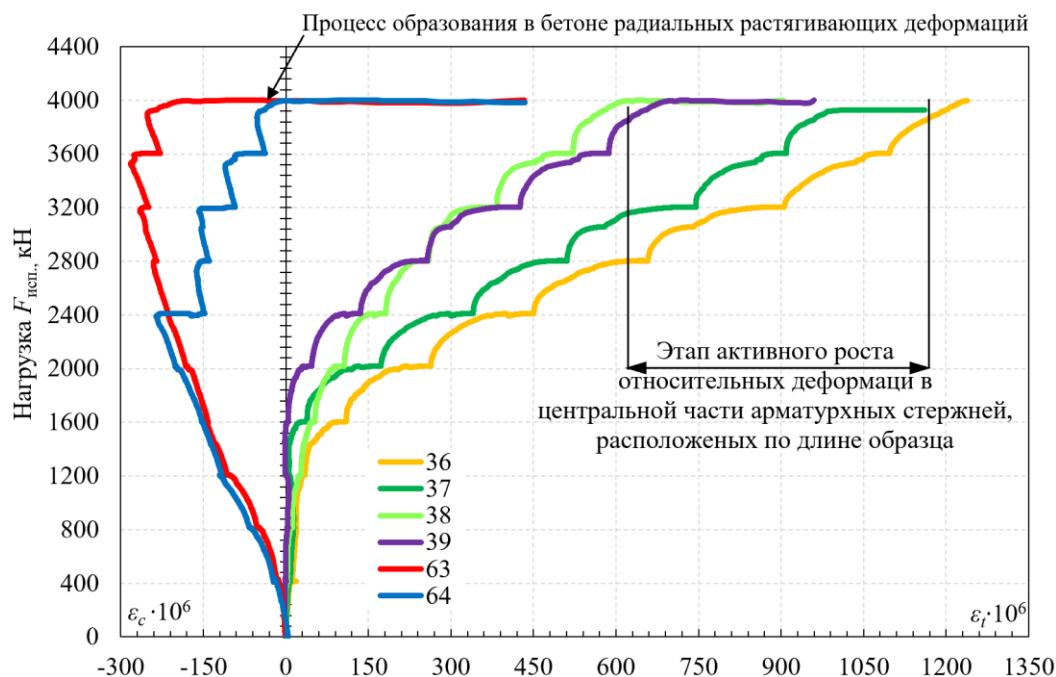


Рисунок 17 – Сопоставление изменения значений относительных деформаций в центральном верхнем арматурном стержне (датчики №36...39) и на нижней поверхности бетона в окрестности стальной колонны (№63, 64) для образца марки ККТ_2_№3

Анализ напряжений и деформаций в арматурных стержнях сжатой зоны образцов

В соответствии с принятой методикой [1], на нижние стержни продольного рабочего армирования сжатой зоны плит перед бетонированием устанавливались тензометрические датчики фирмы «Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd.» с длиной чувствительного элемента 5 мм (FLAB-5-11) согласно схемам их расстановки, приведенным на рисунке 18.

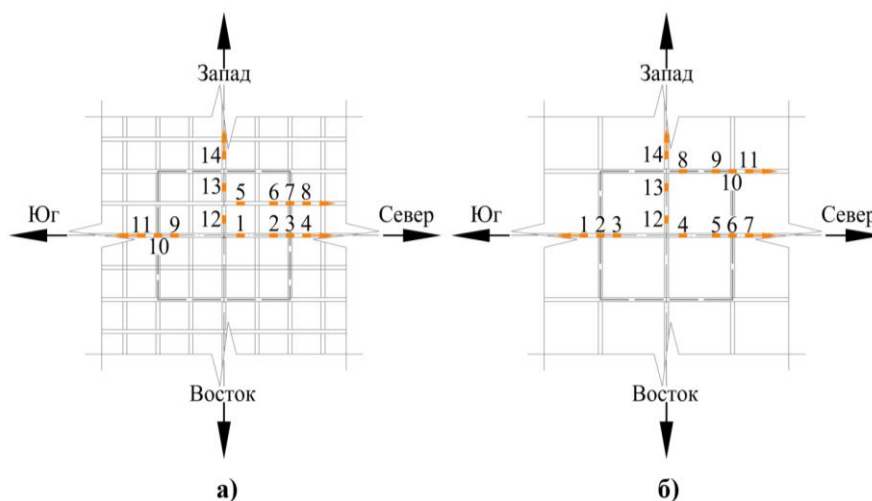


Рисунок 18 – Принятая маркировка тензометрических датчиков, установленных на продольные нижние арматурные стержни образцов марки: а) ККТ_1; б) ККТ_2

На рисунке 19 представлены результаты исследований изменения напряжений в арматурных стержнях сжатой зоны при увеличении нагрузки на образец.

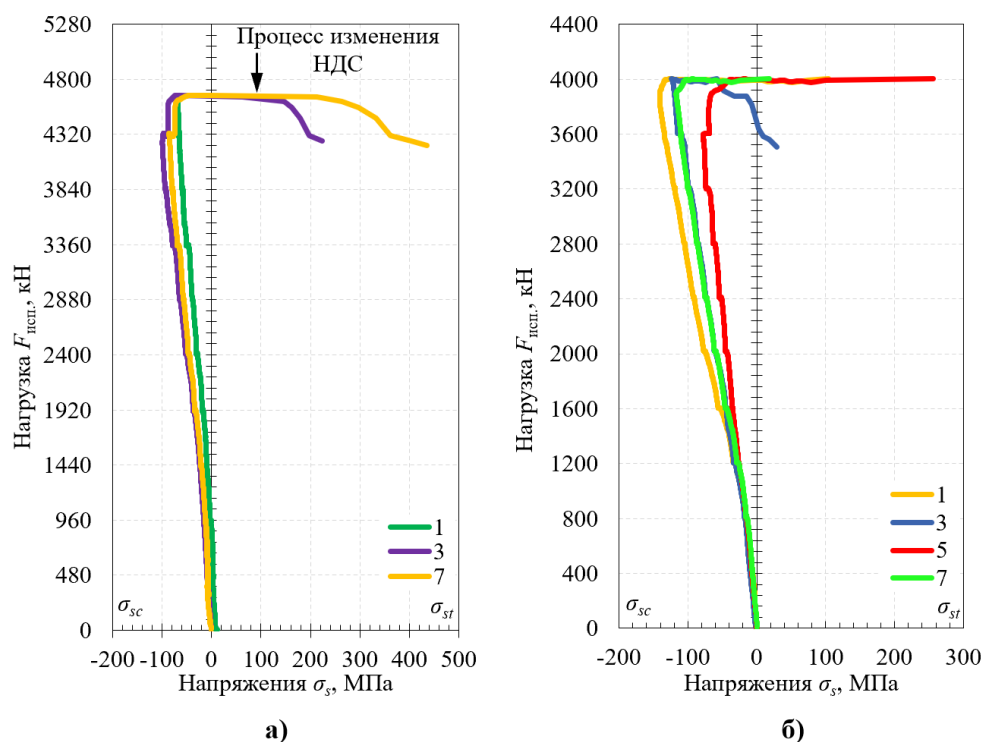


Рисунок 19 – Графики «нагрузка – напряжения» в процессе нагружения и разрушения плит вследствие взрыва бетона фигуры (пирамиды) продавливания, полученные в ходе обработки тензометрических датчиков, установленных на нижних арматурных стержнях образцов марок: а) ККТ_1_№3; б) ККТ_2_№3

Необходимо отметить, что тензометрическими датчиками, установленными на продольном рабочем армировании сжатой зоны образцов, было зафиксировано, что в процессе возникновения в бетоне радиальных растягивающих относительных деформаций ε_{btr} на

нижней горизонтальной поверхности плит в окрестности стальной колонны (рисунок 4 и 5) в контрольных точках стержней действующие напряжения из сжимающих изменяются в растягивающие (рисунок 19 и 20) в процессе разрушения плит при продавливании вследствие выдавливания фигуры (пирамиды) продавливания (рисунок 21).

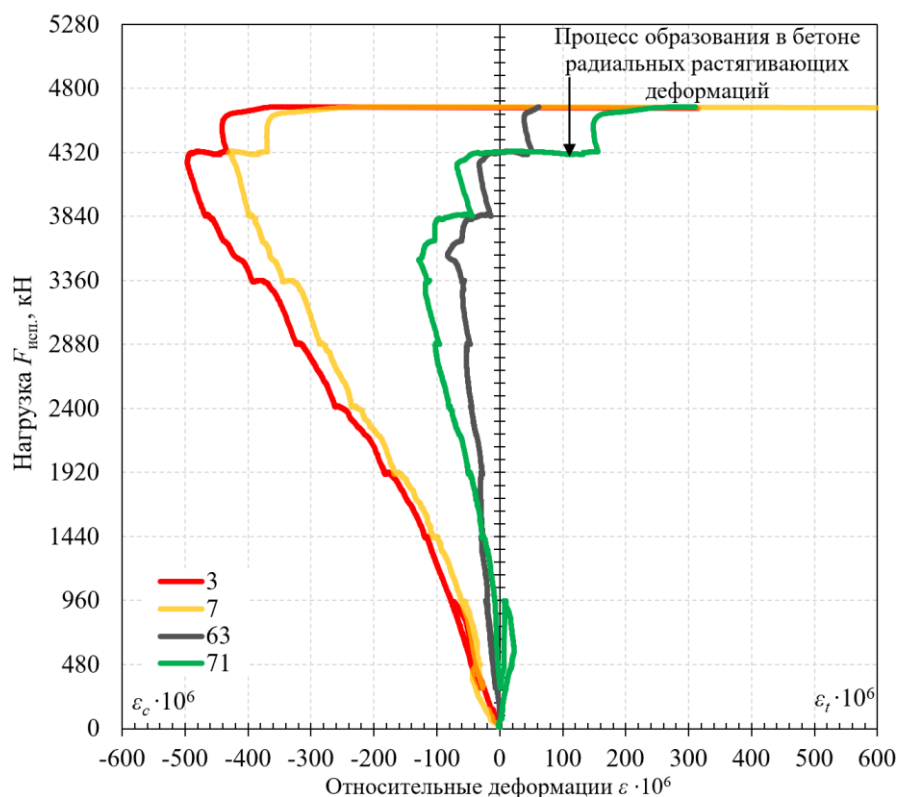


Рисунок 20 – Сопоставление графиков «Нагрузка – Относительные деформации», полученных по результатам обработки показаний тензометрических датчиков, установленных на продольные арматурные стержни сжатой зоны (№3, 7) и на нижней поверхности сжатой зоны бетона в приопорной зоне стальной колонны (№63, 71), для образца марки ККТ_1_№3



Рисунок 21 – Характер деформирования продольных арматурных стержней сжатой зоны плиты марки ККТ_1_№1 в процессе выдавливания пирамиды продавливания. Данные получены после распиловки образцов плит

Влияние продольного армирования растянутой зоны бетона на несущую способность железобетонных плит без поперечной арматуры при продавливании

Выполненный сопоставительный анализ разрушающих нагрузок для образцов двух серий (таблица 2) демонстрирует, что для плит с $h = 600$ мм увеличение коэффициента продольного растянутого армирования μ_s с 0,56% до 1,12% (в 2 раза) привело к росту несущей способности на продавливание для данных конструкций всего на 10,8% (с $F_{исп.} = 4095,36$ кН до $F_{исп.} = 4537,65$ кН).

Полученные данные позволяют утверждать, что в отличие от результатов испытаний «тонких» плит [11], где аналогичное изменение μ_s с 0,33% (PG-10) до 0,75% (PG-11) вызывает значительный прирост прочности на продавливание на 41,2% (с $F_{исп.} = 540$ кН до $F_{исп.} = 763$ кН), для «толстых» плит увеличение процента продольного растянутого армирования не приводит к существенному повышению несущей способности на продавливание.

Таким образом, представляется возможным сделать вывод о том, что с ростом приведенной высоты сечения плит h_0 наблюдается тенденция снижения влияния продольного растянутого армирования на прочность таких образцов при продавливании, что, в свою очередь, указывает о принципиальном различии в механизмах разрушения «толстых» и «тонких» плит (рисунок 22).

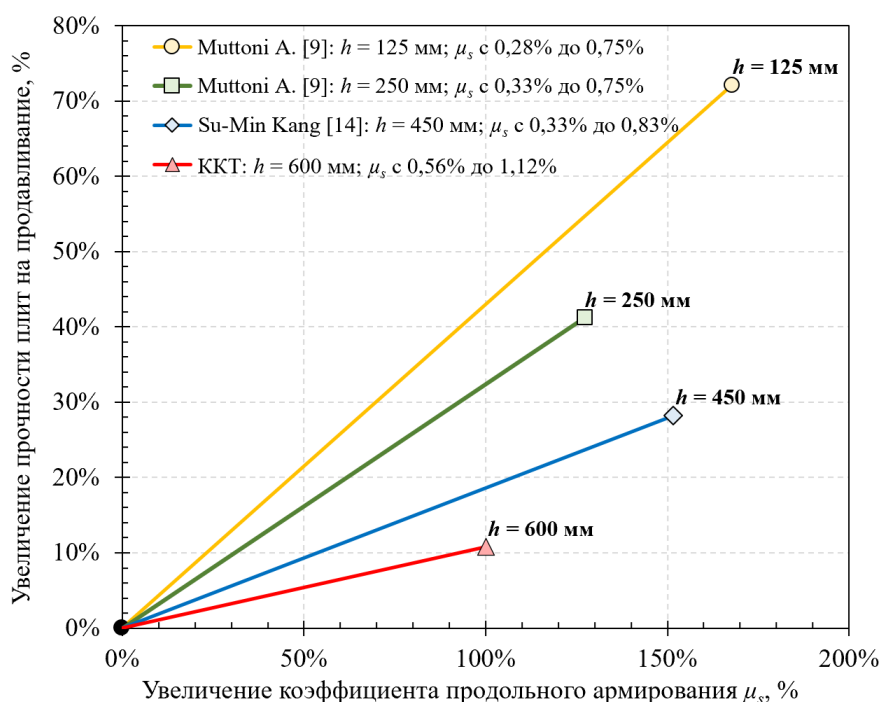


Рисунок 22 – Влияние продольного армирование на прочность плит при продавливании в зависимости от толщины конструкции

Из представленного анализа следует, что одним из основных противоречий в принятой методике СП 63.13330 [4] является неучёт продольного растянутого рабочего армирования при определении несущей способности на продавливание железобетонных элементов. Так, в рамках данного исследования был выполнен сопоставительный анализ (рисунок 23) экспериментально полученных значений разрушающих нагрузок при продавливании образцов плит с разным коэффициентом продольного армирования μ_s [8, 11-16] с расчётными значениями, определёнными по методикам нормативных документов [4-7].

Как видно из графиков, представленных на рисунке 23, для образцов плит с малым коэффициентом продольного растянутого армирования ($\mu_s \leq 0,33\%$), получаемые расчетные значения несущей способности при продавливании по нормативным документам СП 63.13330 [4] и ACI 318-19 [6] в значительной степени переоценивают несущую способность данных конструкций при продавливании относительно экспериментально полученных значений разрушающих нагрузок. Так, для образца плиты марки PG-2b [11] при $h = 250$ мм и $\mu_s = 0,25\%$ переоценка несущей способности составила 63,0% согласно [4] и 47,0% в соответствии с [6].

Данный негативный эффект вызван тем, что в принятых нормативных методиках расчета [4, 6], вклад продольного растянутого армирования на прочность плит при продавливании не учитывается.

При этом предложенный Muttoni A. [1717] принцип прогноза прочности железобетонных элементов на продавливание [7] для плит с малым процентом продольного армирования существенно занижает несущую способность таких конструкций по сравнению с экспериментальными данными (рисунок 23).

Таким образом, можно заключить, что продольное армирование является ключевым фактором, определяющим прочность плит на продавливание. Поэтому совершенно недопустимо не учитывать его вовсе или учитывать с помощью коэффициентов, как принято в зарубежных методах расчёта.

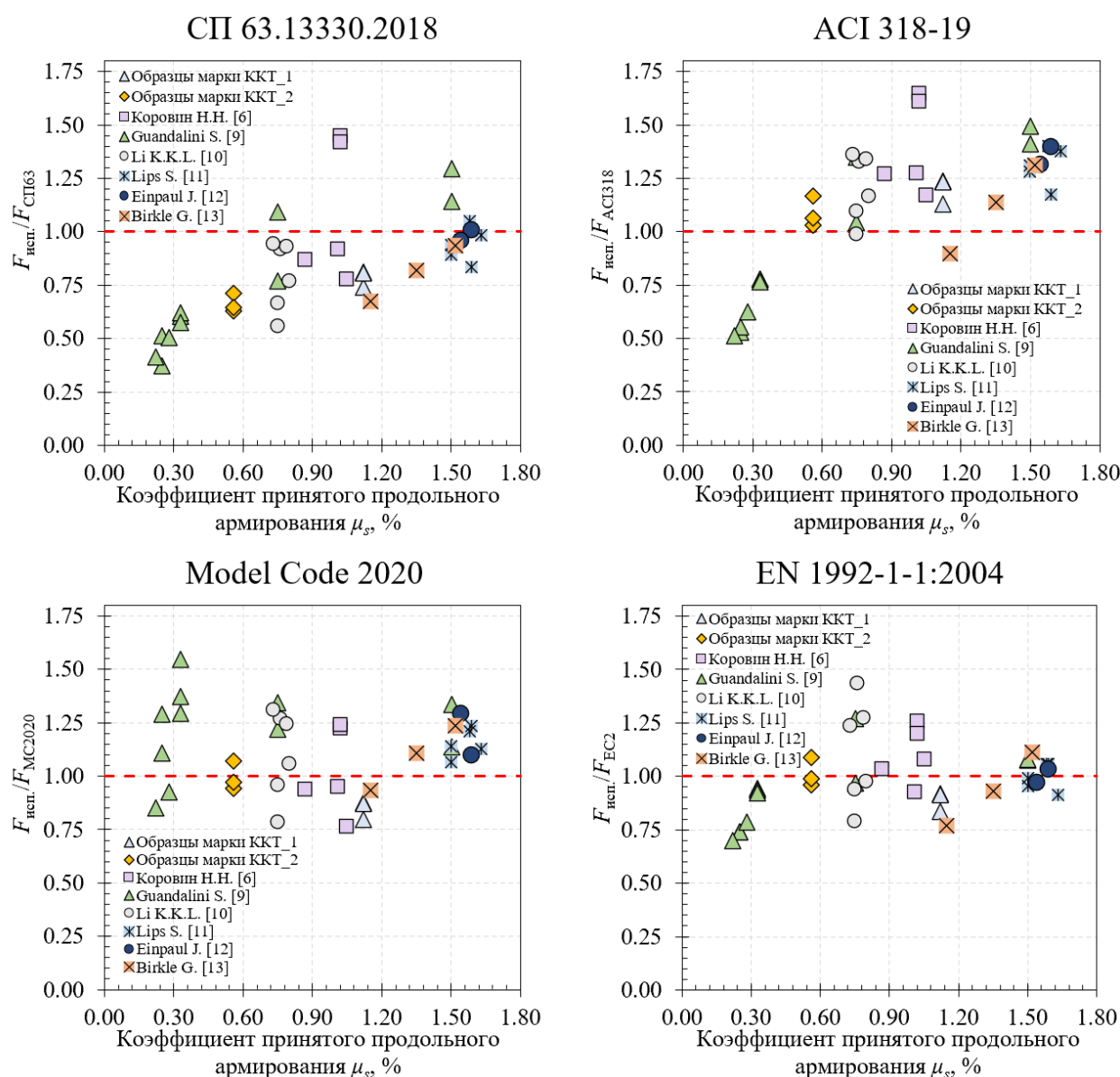


Рисунок 23 – Графики соответствия экспериментальных и расчетных данных по нормативным документам в зависимости от принятого коэффициента продольного растянутого армирования плит

4. Заключение

В результате выполненных экспериментальных исследований по определению прочности железобетонных плит толщиной 600 мм без поперечного армирования с различным коэффициентом продольного рабочего растянутого армирования при действии статических продавливающих нагрузок были установлены следующие ключевые закономерности:

1. С ростом приведенной высоты сечения железобетонных плит h_0 наблюдается тенденция снижения влияния фактора увеличения продольного растянутого армирования на фактор увеличения прочности таких плит при продавливании, что, в свою очередь, указывает на принципиальные различия в механизмах разрушения «толстых» и «тонких» плит. Выполненными исследованиями установлено, что для плит с $h_0 = 552$ мм увеличение коэффициента продольного растянутого армирования μ_s с 0,56% до 1,12% (в 2 раза) привело к росту несущей способности на продавливание для данных конструкций всего на 10,8% (с $F_{исп.} = 4095,36$ кН до $F_{исп.} = 4537,65$ кН).

2. Во всех случаях момент разрушения экспериментальных образцов при продавливании был хрупким и сопровождался следующими процессами:

- Образованием радиальных, тангенциальных и диагональных трещин на растянутой поверхности плит со значительной шириной раскрытия (в ряде случаев более 5 мм) на расстоянии от ≈ 620 до 820 мм от грани штампа продавливающей нагрузки.

- Хрупким разрушением (выкалыванием) сжатого бетона в окрестности опирания плит на стальную колонну, вызванным вертикальным смещением продавливающего штампа относительно нижней поверхности плиты.

3. Установлено, что фактический угол наклона к горизонтали критических наклонных трещин, формирующих боковые грани (пирамиды) продавливания, является переменным по толщине плиты. Полученные данные позволяют утверждать, что схема трещинообразования железобетонных плит без устройства поперечного армирования при действии статических продавливающих нагрузок является билинейной, что определяет криволинейную форму фигуры (пирамиды) продавливания опорной зоны плит.

4. По результатам анализа полученных значений вертикальных перемещений нижней горизонтальной грани плит было установлено, что с увеличением процента продольного растянутого армирования μ_s жесткость конструкций увеличивается, но характер разрушения плит становится более хрупким.

5. Установлено, что в момент разрушения образцов фактические значения растягивающих напряжений σ_{st} в продольном армировании растянутой зоны плит обеих серий не достигли своих предельных значений. Максимальные зафиксированные напряжения составили:

- для образцов первой серии (при $\mu_s = 1,12\%$) – $\sigma_{st} = 284,48$ МПа;
- для образцов второй серии (при $\mu_s = 0,56\%$) – $\sigma_{st} = 491,9$ МПа.

6. Анализ графиков распределения напряжений σ_{st} , действующих в средней части длины стержней, расположенных на разных расстояниях от центра плит, позволяет установить следующие закономерности:

- в процессе нагружения все продольные арматурные стержни в пределах пирамиды продавливания включаются в работу;
- максимальные значения σ_{st} при разрушении наблюдаются в зонах образования изгибных трещин;
- по мере роста нагрузки отмечается значительное увеличение напряжений в средней части длины стержней, расположенных ближе к краям плит.

7. Тензометрическими датчиками, установленными на нижнем продольном армировании образцов, было зафиксировано, что в процессе разрушения плит при продавливании после появления в бетоне радиальных растягивающих относительных деформаций ε_{btr} на нижней поверхности плит в окрестности стальной колонны в контрольных

точках стержней действующие напряжения переходят из сжимающих в растягивающие вследствие выкалывания из бетона фигуры (пирамиды) продавливания.

8. По результатам выполненного сопоставительного анализа экспериментально полученных значений разрушающих нагрузок при продавливании образцов плит с расчётными значениями, определёнными по методикам нормативных документов, было установлено, что принятый в СП 63.13330.2018 подход к определению прочности на продавливание даёт наибольшую переоценку несущей способности как для плит с увеличенной приведенной рабочей высотой сечения («толстые» плиты) без поперечного армирования, так и для плит с малым коэффициентом продольного растянутого армирования μ_s .

5. Благодарности

Данная работа была реализована в рамках Программы развития НИУ МГСУ на 2025-2036 годы в рамках реализации Программы стратегического академического лидерства «Приоритет-2030».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кабанцев О.В., Крылов С.Б., Трофимов С.В. Методика экспериментальных исследований прочности толстых железобетонных плит при действии продавливающей нагрузки // Строительство и реконструкция. 2025. №4. С. 22-40. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-120-4-22-38
2. Muttoni A., Fernández Ruiz M. Size effect on punching shear strength: Differences and analogies with shear in one-way slabs // fib Bulletin. Punching shear of structural concrete slabs. 2017. №81. Pp. 59-72. DOI: 10.35789/fib.BULL.0081.Ch04
3. Bažant Z.P., Dönmez A. Size Effect on Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs with and without Shear Reinforcement // ACI Structural Journal. 2017. Vol. 114 №4. Pp. 875-886. DOI: 10.14359/51689719.
4. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Москва: Минстрой России, 2018. 143 с.
5. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.
6. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19). American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, 2019. 624 pp.
7. fib Model Code for Concrete Structures 2020. fib Lausanne: Ernst&Sohn, 2020.
8. Коровин Н.Н., Голубев А.Ю. Продавливание толстых железобетонных плит // Бетон и железобетон. 1989. №11. С. 20-23.
9. Cervenka, V. ATENA Program Documentation. Part 1. Theory / V. Cervenka, L. Jendele, J. Cervenka // Prague. Cervenka Consulting, 2020. – p. 344.
10. Трофимов С.В. Определение фактического угла наклона боковых граней пирамиды продавливания для плит большой толщины по результатам экспериментальных исследований // Инженерный вестник Дона. 2025. №7. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2025/10242.
11. Guandalini S., Burdet O.L., Muttoni A. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios // ACI Structural Journal. 2009. Vol. 106. №. 1. Pp. 87-95.
12. Li K.K.L. Influence of Size on Punching Shear Strength of Concrete Slabs: MEng dissertation. Montreal: McGill University, 2000. 92 pp.
13. Lips S., Fernández Ruiz M., Muttoni A. Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs // ACI Structural Journal. 2012. Vol. 109 pp. 889-900.
14. Einpaul J. Punching strength of continuous flat slabs: PhD thesis. Lausanne: EPFL, 2016. 211 pp.
15. Birkle G. Punching of Fat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layouts: PhD dissertation. Calgary: UCalgary, 2004. 217 pp.
16. Kang S.M., NA S.J., Hwang H.J. Two-way shear strength of reinforced concrete transfer slab-column connections // Engineering Structures. 2021. № 231. Pp. 1-11.
17. Muttoni A., Ruiz M.F., Bentz E., Foster S.J. Background to the Model Code 2010 Shear Provisions - Part II Punching Shear // Structural Concrete. 2013. Vol. 14. №. 3. Pp. 195-203.

REFERENCES

1. Kabanchev O.V., Krylov S.B., Trofimov S.V. Experimental research methodology for punching shear strength of thick reinforced concrete slabs. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2025;(4):22-40. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-120-4-22-38. (rus)
2. Muttoni A., Fernández Ruiz M. Size effect on punching shear strength: Differences and analogies with shear in one-way slabs. *fib Bulletin. Punching shear of structural concrete slabs*. 2017;(81):59-72. DOI: 10.35789/fib.BULL.0081.Ch04.
3. Bažant Z.P., Dönmez A. Size effect on punching strength of reinforced concrete slabs with and without shear reinforcement. *ACI Structural Journal*. 2017;114(4):875-886. DOI: 10.14359/51689719.
4. *SP 63.13330.2018 "SNiP 52-01-2003 Concrete and reinforced concrete structures. Main provisions"*. Moscow: Minstroy Rossii, 2018. 143 p. (rus)
5. *EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels: CEN, 2004.
6. ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 2019. 624 p.
7. *fib Model Code for Concrete Structures 2020*. Lausanne: Ernst&Sohn, 2020.
8. Korovin N.N., Golubev A.Yu. Punching of thick reinforced concrete slabs. *Beton i zhelezobeton*. 1989;(11):20-23. (rus)
9. Cervenka V., Jendele L., Cervenka J. *ATENA Program Documentation. Part 1. Theory*. Prague: Cervenka Consulting, 2020. 344 p.
10. Trofimov S.V. Determination of the actual angle of inclination of the side faces of the punching pyramid for slabs of great thickness based on the results of experimental research. *Inzhenernyy vestnik Dona*. 2025;(7). URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2025/10242. (rus)
11. Guandalini S., Burdet O.L., Muttoni A. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. *ACI Structural Journal*. 2009;106(1):87-95.
12. Li K.K.L. *Influence of Size on Punching Shear Strength of Concrete Slabs*. MEng dissertation. Montreal: McGill University, 2000. 92 p.
13. Lips S., Fernández Ruiz M., Muttoni A. Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs. *ACI Structural Journal*. 2012;109:889-900.
14. Einpaul J. *Punching strength of continuous flat slabs*. PhD thesis. Lausanne: EPFL, 2016. 211 p.
15. Birkle G. *Punching of Fat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layouts*. PhD dissertation. Calgary: UCalgary, 2004. 217 p.
16. Kang S.M., Na S.J., Hwang H.J. Two-way shear strength of reinforced concrete transfer slab-column connections. *Engineering Structures*. 2021;(231):1-11.
17. Muttoni A., Ruiz M.F., Bentz E., Foster S.J. Background to the Model Code 2010 Shear Provisions - Part II Punching Shear. *Structural Concrete*. 2013;14(3):195-203.

Информация об авторах

Кабанцев Олег Васильевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
д-р техн. наук, директор научно-технических проектов, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций,
E-mail: ovk531@gmail.com

Крылов Сергей Борисович

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева АО «Научно-исследовательский центр «Строительство» г. Москва, Россия,
д-р техн. наук, академик РААСН, заведующий лабораторией механики железобетона,
E-mail: niizhb_lab8@mail.ru

Трофимов Сергей Владиславович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, аспирант кафедры Железобетонные и каменные конструкции
Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева АО «Научно-исследовательский центр «Строительство» г. Москва, Россия,
научный сотрудник лаборатории механики железобетона,
E-mail: niizhb_lab8@mail.ru

Information about authors

Kabantsev Oleg V.

Federal State Budget Educational Institution of Higher Education «Moscow State University of Civil Engineering», Moscow, Russia,

Dr. Sci. (Engineering), Director of Scientific and Technical Projects, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures,

E-mail: ovk531@gmail.com

Krylov Sergey B.

Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev JSC Research Center "Construction", Moscow, Russia,

Dr. Sci. (Engineering), Academician of the RAACS, Head of the Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics,

E-mail: niizhb_lab8@mail.ru

Trofimov Sergey V.

National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia, Postgraduate Student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures,

A.A. Gvozdev Research, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete, JSC Research Center "Construction", Moscow, Russia,

Researcher at the Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics,

E-mail: niizhb_lab8@mail.ru

Статья поступила в редакцию 01.10.2025

Одобрена после рецензирования 09.10.2025

Принята к публикации 13.10.2025

The article was submitted 01.10.2025

Approved after reviewing 09.10.2025

Accepted for publication 13.10.2025