

О.В. КАБАНЦЕВ<sup>1</sup>, С.Б. КРЫЛОВ<sup>2</sup>, С.В. ТРОФИМОВ<sup>1,2</sup><sup>1</sup>ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия<sup>2</sup>Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

## МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОЧНОСТИ ТОЛСТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПРОДАВЛИВАЮЩЕЙ НАГРУЗКИ

**Аннотация.** В статье рассматриваются вопросы методики выполнения экспериментальных исследований особенностей силового сопротивления железобетонных плит увеличенной толщины («толстых» плит) без устройства поперечного армирования с различными характеристиками армирования растянутой зоны бетона. Проведен критический анализ нормативных методов (СП 63.13330, Eurocode 2, ACI 318, Model Code 2020), выявивший их расхождение с экспериментальными результатами при отношении пролета среза к рабочей высоте сечения  $\leq 2,0$ . На основе результатов сопоставительного анализа практики отечественных и зарубежных исследований и выполненных численных расчетов представлено обоснование характеристик экспериментальных образцов для выполнения исследований прочности, трещинообразования и механизмов разрушения железобетонных плит при продавливании. Разработана методика нагружения экспериментальных образцов, обеспечивающая создание продавливающего эффекта в опорной зоне. Разработаны методы контроля напряженно-деформированного состояния образцов при поэтапном нагружении.

**Ключевые слова:** железобетонные плиты, продавливание, напряженно-деформированное состояние, методика экспериментальных исследований.

O.V. KABANTSEV<sup>1</sup>, S.B. KRYLOV<sup>2</sup>, S.V. TROFIMOV<sup>1,2</sup><sup>1</sup>National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia<sup>2</sup>Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center "Construction", Moscow, Russia

## EXPERIMENTAL RESEARCH METHODOLOGY FOR PUNCHING SHEAR STRENGTH OF THICK REINFORCED CONCRETE SLABS

**Abstract.** This article examines methodological approaches for experimental studies of load-bearing behavior in thick reinforced concrete slabs (without shear reinforcement) with varying tensile zone reinforcement characteristics. A critical analysis of regulatory standards (SP 63.13330, Eurocode 2, ACI 318, Model Code 2020) reveals their inconsistency with experimental data when the shear span-to-effective depth ratio is  $\leq 2.0$ . Through comparative analysis of domestic and international research practices and numerical simulations, the study establishes justification for test specimen parameters to investigate strength, crack formation, and failure mechanisms under punching shear. The developed loading methodology ensures punching effect generation in the support zone, complemented by comprehensive stress-strain monitoring techniques during incremental loading stages.

**Keywords:** reinforced concrete slabs, punching shear, stress-strain behavior, experimental methodology.

## 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, 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 (рисунок 1).

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».

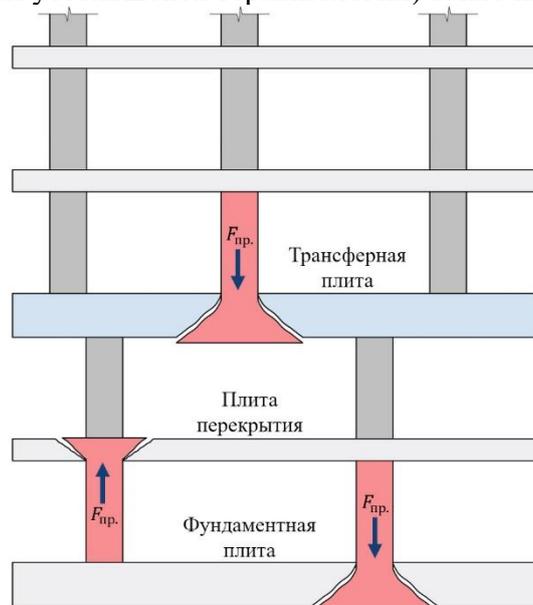


Рисунок 1 – Основные расчетные ситуации, используемые для определения прочности на продавливание плитных конструкций

Вполне очевидным является вопрос о корректности применения нормативных методов оценки несущей способности «толстых» плит при использовании расчетных методов, разработанных на основе результатов экспериментальных исследований образцов плит, относящихся к классу «тонких» плитных конструкций.

Важным аспектом, определяющим корректность прогноза несущей способности по критерию продавливания железобетонных плит увеличенной толщины, являются детальные исследования вклада сопротивления бетонной компоненты, включая фактор влияния растянутого армирования, на общую величину несущей способности плитных конструкций при действии продавливающих нагрузок. Необходимо подчеркнуть, что действующими нормами РФ прямые методы учета работы продольного армирования не предусматривается. Такой существующий подход является принципиально отличным от концепции расчета

несущей способности железобетонных плитных конструкций в нормах других стран, в которых предусмотрены методики учета работы продольного армирования плит.

Экспериментальные исследования сопротивления продавливанию железобетонных плит увеличенной толщины весьма немногочисленны. Так, согласно базе данных международной федерации по железобетону (*fib*) о ранее выполненных экспериментальных исследованиях по определению прочности плит без устройства поперечного армирования на продавливание (а также с учетом исследований плит, выполненных Коровиным Н.Н. [1] и Su-Min Kang [2]) из 482 испытанных плит только 9 образцов имели толщины  $h = 400 \dots 500$  мм, и 4 образца превышали толщину 500 мм.

Анализ отечественной и зарубежной литературы показал, что подавляющее большинство экспериментальных [3-6] и теоретических [7-10] исследований несущей способности плит без поперечного армирования при продавливании было посвящено изучению влияния на их прочность следующих факторов:

– Продольного рабочего растянутого армирования [11-13]. В частности, Guandalini S. и Muttoni A. [14] в 2008 году установили, что при толщине образцов  $h = 125$  мм увеличение коэффициента армирования  $\mu_s$  с 0,22% (PG-9) до 1,5% (PG-6) приводит к повышению несущей способности на продавливание до 107,0%. Аналогичная тенденция была получена для плит толщиной  $h = 250$  мм, где при изменении  $\mu_s$  с 0,33 % (PG-10) до 1,5% (PG-1) прочности на продавливание также значительно увеличилась (до 89,4%).

– Отношения размеров и формы продавливающего штампа к приведенной высоте сечения плит [15-16]. Исследования Филатова В.Б. и Галяутдинова З.Ш. [15] показали, что с увеличением отношения сторон колонны  $c_{max}/c_{min}$  прочность на продавливание плит снижается.

В 1989 году Коровиным Н.Н. и Голубевым А.Ю. [1] были проведены испытания 6 образцов плит на продавливание. При этом толщина образцов принималась в пределах от 100 до 600 мм с градацией через 100 мм. По результатам исследований была установлена тенденция снижения значений отношения средних напряжений отрыва на боковых поверхностях тела продавливания  $\sigma_p$  (определяется по формуле 1) к прочности бетона на осевое растяжение  $R_{bt}$  при увеличении рабочей высоты сечения  $h_0$  (рисунок 2).

$$\sigma_p = \frac{F_{\text{исп.}}}{u_m \cdot h_0}, \quad (1)$$

где  $F_{\text{исп.}}$  – полученная в ходе испытаний разрушающая нагрузка для образцов плит при продавливании;  $u_m$  – среднеарифметическое значений периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания.

В связи с этим авторами было предложено при проектировании железобетонных плит толщиной более 400 мм учитывать снижение средних напряжений отрыва при продавливании переменным коэффициентом  $K$ , который учитывается формуле (2).

$$F_{b,ult} = K \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot u_m, \quad (2)$$

где  $K$  – коэффициент, учитывающий вклад размерного эффекта в несущую способность плит, определяемый по формуле (3).

$$K = 0,5 + \frac{1}{1+3 \cdot h_0} \quad (3)$$

Анализ имеющихся результатов экспериментальных исследований сопротивления продавливанию плит с толщиной 400 мм и более позволяет установить некоторые особенности работы «толстых» плит. При увеличении толщины плиты наблюдается увеличение несущей способности по критерию продавливания во всем диапазоне исследуемых толщин плит.

Однако при увеличении толщины плит тенденция роста несущей способности по критерию продавливания существенным образом меняется по отношению к аналогичной зависимости плит малой толщины. В диапазоне средних и больших толщин плит прирост несущей способности (в %) снижается по отношению к приросту (в %) толщины в сравнении с «тонкими» плитами [17, 18].

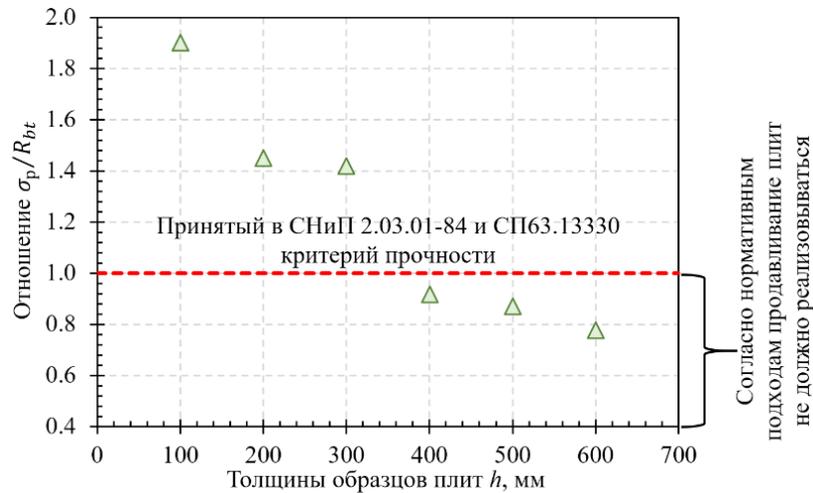


Рисунок 2 – Прочность плит различной толщины при продавливании по результатам выполненных испытаний [2]

Влияние толщины плит на прочность при продавливании может быть продемонстрировано на основе результатов сопоставительного анализа экспериментальных значений [1, 14, 19-22] разрушающих нагрузок  $F_{исп.}$  в сопоставлении с расчётными значениями, определёнными по методикам нормативных документов [23-26] (таблица 1).

Таблица 1 – Результаты сопоставительного анализа

Автор	Образец	$r_s$ , мм	$c$ , мм	$h_0$ , мм	$\frac{r_s - c}{h_0}$	$f_c$ , МПа	$R_{bt}$ , МПа	$\mu_s$ , %	$F_{исп.}$ , кН	$F_{исп.} / F_{pred}$			
										СП63	ЕС2	МС2020 (LoA II)	АСИ318
[1]	П-2	445	200	165	2,70	20,4	1,69	1,02	590	1,45	1,26	1,23	1,64
	П-3	625	200	250	2,50	20,4	1,69	1,02	1080	1,42	1,20	1,24	1,61
	П-4	790	200	360	2,19	29,6	2,26	1,01	1670	0,92	0,93	0,95	1,27
	П-5	970	200	460	2,11	27,9	2,14	0,87	2260	0,87	1,03	0,94	1,27
	П-6	1140	200	550	2,07	23,7	1,91	1,05	2450	0,78	1,08	0,76	1,17
[14]	PG-1	1500	260	210	7,14	27,6	2,0	1,50	1023	1,30	1,08	1,34	1,49
	PG-2b	1500	260	210	7,14	40,5	3,0	0,25	440	0,37	0,74	1,11	0,53
	PG-4	1500	260	210	7,14	32,3	2,0	0,25	408	0,52	0,74	1,29	0,55
	PG-5	1500	260	210	7,14	29,3	2,3	0,33	550	0,61	0,94	1,55	0,78
	PG-10	1500	260	210	7,14	28,5	2,2	0,33	540	0,62	0,94	1,30	0,78
	PG-11	1500	260	210	7,14	31,5	2,5	0,75	763	0,77	0,97	1,22	1,04
	PG-3	2850	520	456	6,25	32,4	2,1	0,33	2153	0,58	0,92	1,37	0,77
	PG-6	752	130	96	7,83	34,7	2,4	1,50	238	1,14	1,08	1,14	1,41
	PG-7	752	130	100	7,52	34,7	2,4	0,75	241	1,09	1,27	1,34	1,35
	PG-8	752	130	117	6,43	34,7	2,4	0,28	140	0,50	0,79	0,93	0,62
PG-9	752	130	117	6,43	34,7	2,4	0,22	115	0,41	0,70	0,85	0,51	
[19]	P100	463	200	100	4,63	39,4	2,99	0,76	330	0,92	1,43	1,27	1,33
	P150	595	200	150	3,97	39,4	2,99	0,79	583	0,93	1,28	1,25	1,34
	P200	725	200	200	3,63	39,4	2,99	0,73	904	0,94	1,24	1,31	1,36
	P300	988	200	300	3,29	39,4	2,99	0,80	1381	0,77	0,98	1,06	1,17

Автор	Образец	$r_s$ , мм	$c$ , мм	$h_0$ , мм	$\frac{r_s - c}{h_0}$	$f_c$ , МПа	$R_{bb}$ , МПа	$\mu_s$ , %	$F_{исп.}$ , кН	$F_{исп.} / F_{pred}$			
										СП63	EC2	MC2020 (LoA II)	ACI318
[19]	P400	988	300	400	2,47	39,4	2,99	0,75	2224	0,66	0,94	0,96	1,09
	P500	988	300	500	1,98	39,4	2,99	0,75	2681	0,56	0,79	0,79	0,99
[20]	PL1	1380	130	193	7,15	36,2	2,78	1,63	682	0,98	0,91	1,13	1,38
	PV1	1380	260	210	6,57	34,0	2,63	1,50	974	0,94	0,96	1,14	1,28
	PL3	1380	520	197	7,01	36,5	2,80	1,59	1324	0,84	1,06	1,24	1,18
	PL4	1380	340	267	5,17	30,5	2,39	1,58	1625	1,05	1,06	1,21	1,40
	PL5	1380	440	353	3,91	31,9	2,49	1,50	2491	0,89	0,99	1,06	1,31
[21]	PE4	765	260	197	3,88	35,1	2,71	1,59	985	1,01	1,03	1,10	1,40
	PE3	1926	260	204	9,44	34,2	2,65	1,54	961	0,96	0,97	1,29	1,32
[22]	Spec. 1	1000	250	124	8,06	36,2	2,78	1,52	483	0,94	1,11	1,24	1,31
	Spec. 7	1500	300	190	7,89	35,0	2,70	1,35	825	0,82	0,93	1,11	1,13
	Spec. 10	1900	350	260	7,31	31,4	2,45	1,15	1046	0,67	0,77	0,94	0,90

Примечание к таблице 1:  $r_s$  – расстояние от центра приложения нагрузки до центра опирания на стальную колонну экспериментального образца плиты;  $c$  – размеры поперечного сечения квадратной колонны;  $h_0$  – приведенная высота рабочего сечения плиты;  $f_c$  – цилиндрической прочности бетона на осевое сжатие.

По результатам выполненного сопоставительного анализа (таблица 1) установлено, что с увеличением или уменьшением отношения пролета среза ( $r_s - 0,5 \cdot c$ ) к приведенной рабочей высоте образца  $h_0$  расчетные значения прочности плит на продавливание, определяемые в соответствии с принятыми нормативными подходами [23-26], не имеют приемлемой корреляции со значениями разрушающих нагрузок, полученными в ходе выполнения экспериментальных исследований [1, 14, 19-22] (рисунок 3). Из этого следует, что при отношении пролета среза к приведенной рабочей высоте образца  $h_0 \leq 2,0$  изменяется механизм разрушения плит при продавливании и проявляется так называемый «размерный эффект».

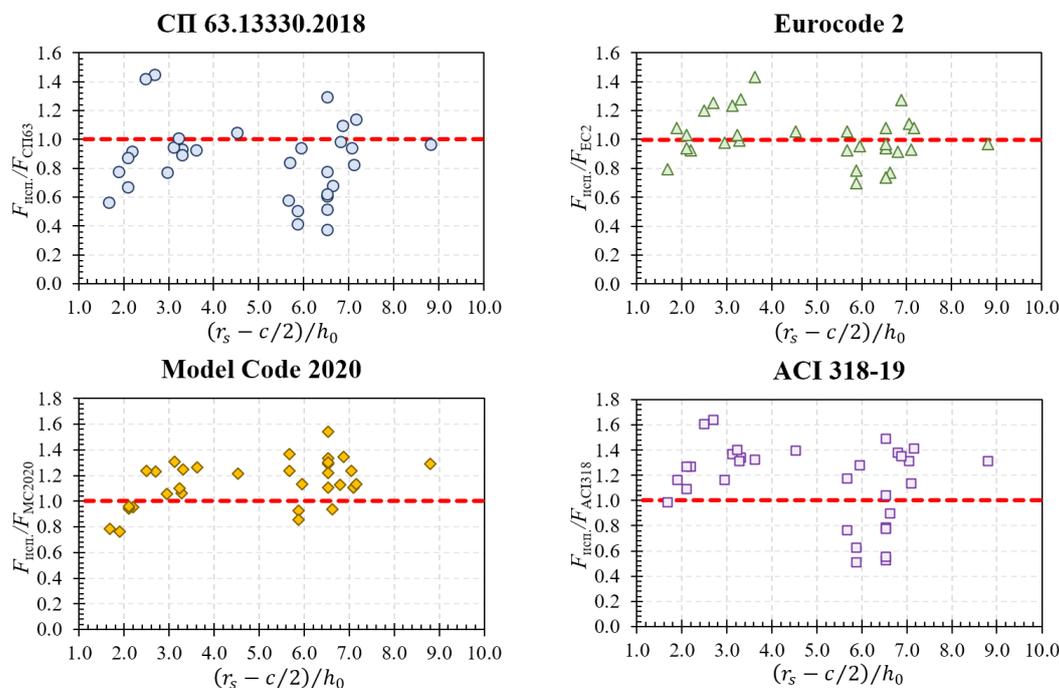


Рисунок 3 – Графики соответствия экспериментальных и расчетных данных по нормативным документам в зависимости от отношения пролета среза к приведенной рабочей высоте плит

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. [17] и Vařant Z.P. [18], 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  $\mu_s$ .

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.

## 2. Модели и методы

При испытаниях плитных конструкций на продавливание, как правило, применяют два основных подхода. Первый подход является наиболее трудоемким и дорогостоящим. Этот подход заключается в испытаниях плит перекрытий в составе фрагментов каркасов, состоящих из нескольких пролётов (рисунок 4).

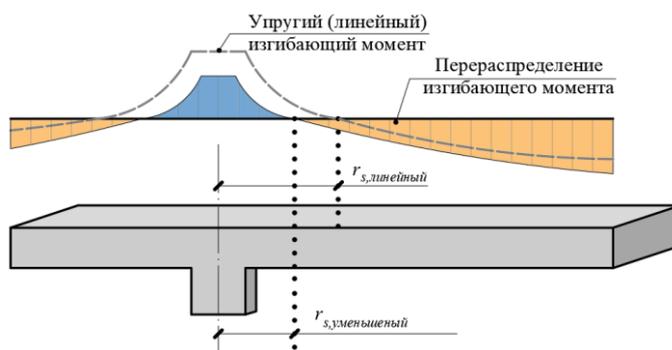


Рисунок 4 – Экспериментальные плиты перекрытий в составе фрагментов каркасов, состоящих из нескольких пролётов: а) [27]; б) [28]

Результаты исследований [27, 28] продемонстрировали, что фактическая прочность при продавливании узлов сопряжения плита-колонна в составе фрагмента каркаса выше, чем для изолированных экспериментальных образцов плит. Это связано с двумя основными факторами.

Первый фактор – это перераспределение изгибающих моментов между участками в пределах опорной зоны плиты и пролётной частью (рисунок 5). Такая схема перераспределения изгибающих моментов в плитных конструкциях влияет на положение линии нулевых моментов, вследствие чего может уменьшаться угол поворота плиты в приопорной зоне и повышается несущая способность плитных конструкций на продавливание согласно [21]. При этом в изолированных экспериментальных образцах плитных конструкций согласно Einpaal J. [21] такого перераспределения изгибающих моментов при продавливании не возникает.

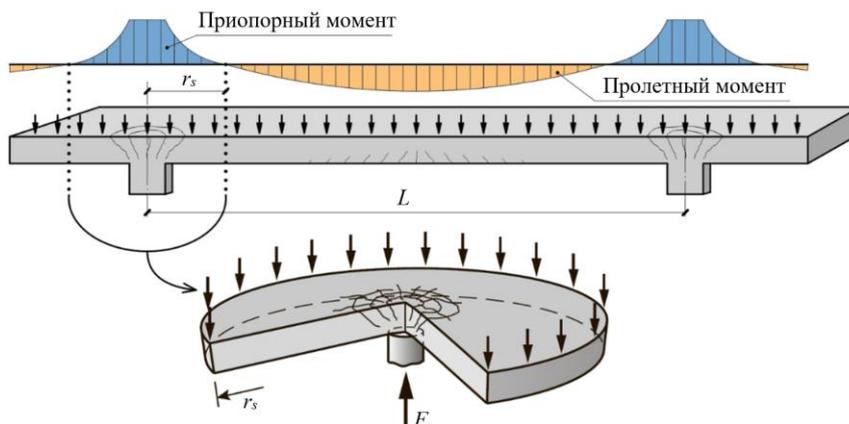
Второй фактор – повышение прочности плит на продавливание за счет влияния бокового обжатия бетона в приопорной зоне плит. Возникающие силы бокового обжатия бетона значительно увеличивают как прочность на изгиб, так и жесткость на изгиб плитных конструкций. Предполагается, что в неразрезных плоских плитных конструкциях расширение объема бетона в приопорных зонах ограничивается окружающим указанную зону бетоном, который не имеет трещин. Исследованиями Einpaal J. [21] установлено, что при деформировании вокруг опорной зоны плитной конструкции возникают тангенциальные растягивающие напряжения (кольцо растяжения) и возникают радиальные сжимающие напряжения (осевые сжимающие усилия) в области действия опорного изгибающего момента, что увеличивает прочность плиты на продавливание.



**Рисунок 5 – Теоретическое перераспределение изгибающего момента в неразрезных плитах перекрытий между опорной и пролётной частью за счет образования трещин**

Необходимо подчеркнуть, что при испытании многопролётных неразрезных плоских плит перекрытий на продавливание толщина плитных конструкций принималась, как правило, в диапазоне 50 – 100 мм (за исключением работы [27], где толщина плоской плиты перекрытия была равна 200 мм). При этом, согласно нормативным документам [24, 25], негативное влияние толщины плит на их несущую способность при продавливании не проявляется при таких малых значениях толщин плит.

Основной объем экспериментальных исследований по продавливанию железобетонных плитных конструкций выполняется на основе второго подхода с использованием изолированных образцов плит, размеры которых, как правило, назначаются, исходя из положения линии нулевых моментов  $r_s$  (рисунок 6), полученной без учета перераспределения изгибающих моментов.



**Рисунок 6 – Неразрезная плита перекрытия и соответствующий ей экспериментальный образец**

Анализ научной литературы и нормативных документов в части, касающейся проведения экспериментальных исследований по теме продавливания монолитных железобетонных плитных конструкций, показывает, что для определения расположения линии нулевых моментов  $r_s$  существует ряд различных подходов, что влияет на размеры экспериментальных образцов.

Болгов А.Н. в работе [29] указывает, что длину консольного участка можно определить при помощи следующей зависимости, определяемой по формуле (5)

$$r_s = 0,5 \cdot L \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{1}{3}} \right) \quad (5)$$

Согласно МС 2020 [26] расстояние от центра колонны до линии нулевых моментов в первом приближении можно определить, как:  $r_s = 0,22 \cdot L$ . Стоит отметить, что согласно МС 2010 [26] величину  $r_s$  рекомендуется определить по результатам численного расчета в линейной постановке.

Согласно EAD 160057-00-0301 [30] длина консольного участка экспериментального образца может быть такой же, как расстояние от центра колонны до линии нулевых моментов, либо  $r_s \approx 3 \cdot h_0 \dots 5 \cdot h_0$ , где  $h_0$  – приведенная рабочая высота сечения плиты.

Для проверки указанных зависимостей и с целью определения размеров экспериментальных образцов в рамках выполнения исследования сопротивления «толстых» монолитных железобетонных плит при действии продавливающих нагрузок были выполнены численные расчеты конструкций в линейно-упругой постановке с использованием МКЭ в программных комплексах ЛИРА-САПР и АТЕНА. При этом в расчетных моделях толщина плиты была принята равной  $h = 600$  мм, а пролет во всех направлениях составлял  $L = 5100$  мм.

При выполнении численных расчетов применялся изотропный линейно-упругий материал для колонн и плиты. Основные параметры принятого материала для конструкций: Начальный модуль упругости бетона  $E_b = 32500$  МПа; Коэффициент Пуассона – 0,2.

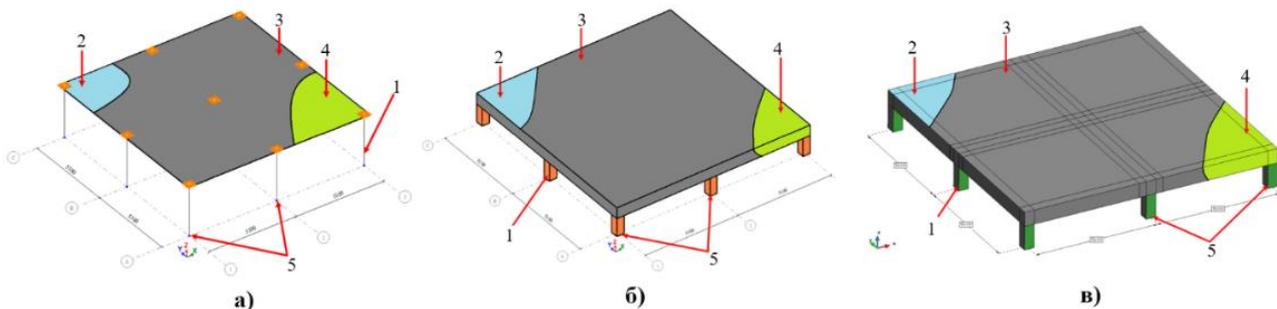
В ПК ЛИРА-САПР было подготовлено два варианта расчетных моделей:

– Первый вариант: монолитная железобетонная плита толщиной 600 мм моделировалась при помощи пластинчатых конечных элементов. Размер конечных элементов в данном случае был принят  $100 \times 100$  мм (рисунок 7 (а)). Узлы сопряжения колонн и плиты моделировались при помощи абсолютно жестких тел.

– Второй вариант: все несущие элементы конструкции моделировались при помощи универсальных объемных восьмиузловых изопараметрических КЭ. Размер объемных конечных элементов принят  $100 \times 100 \times 100$  мм (рисунок 7 (б)).

При выполнении численных расчетов в ПК АТЕНА плита перекрытия толщиной 600 мм, а также колонны (с поперечным размером сечения  $400 \times 400$  мм) моделировались при помощи объемных конечных элементов размером  $100 \times 100 \times 100$  мм (рисунок 7 (в)).

При выполнении численных расчетов во всех случаях учитывалась нагрузка от собственного веса железобетонной плиты, дополнительно к нагрузке от собственного веса прикладывалась равномерно распределенная по площади нагрузка  $F = 12,4$  кН/м<sup>2</sup>. Следует отметить, что указанное суммарное значение нагрузки не является разрушающим при продавливании плиты толщиной 600 мм в соответствии с [23], а используется только с целью определения расстояния от центра колонны до линии нулевых моментов.



**Рисунок 7 – Вариантам расчетных моделей: а) пластинчато-стержневая КЭ модель; б) КЭ модель, выполненная из объёмных элементов в ПК ЛИРА-САПР; КЭ модель, выполненная из объёмных элементов в ПК АТЕНА**

1 – колонны с размерами поперечного сечения  $400 \times 400$  мм; 2 – равномерно распределенная нагрузка по площади  $F = 12,4$  кН/м<sup>2</sup>; 3 – плита толщиной 600 мм; 4 – нагрузка от собственного веса плиты: для пластинчато-стержневой модели  $F_d = 0,6 \cdot 27,7$  кН/м<sup>3</sup> = 16,5 кН/м<sup>2</sup>; для КЭ модели из объёмных элементов  $F_d = 27,7$  кН/м<sup>3</sup>; 5 – жесткая заделка

### 3. Результаты исследования и их анализ

#### Определение геометрических размеров экспериментальных образцов плит

По результатам анализа выполненных расчетов (рисунок 8) конечно-элементных моделей неразрезных плоских плит было установлено, что положение линии нулевых моментов для данной конструкции практически не зависит от выбранного метода моделирования плитных конструкций. Разница между минимальным и максимальным значением  $r_s$  составляет всего 21 мм,  $\Delta \approx 2,0\%$  (таблица 2).

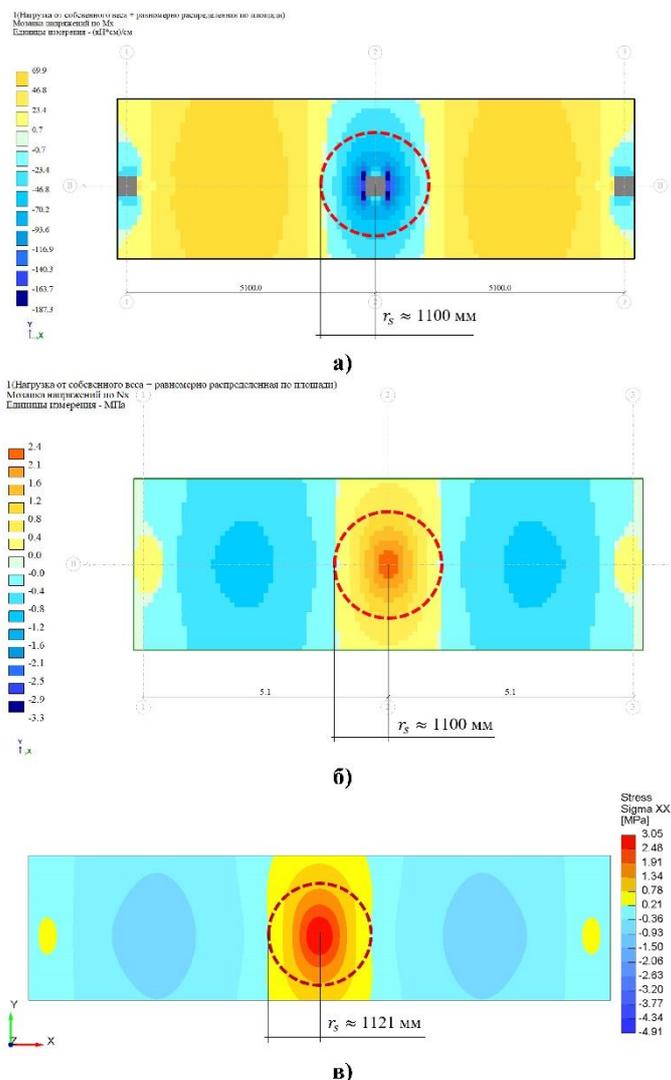


Рисунок 8 – Определение положения линии нулевых моментов  $r_s$  при моделировании плиты толщиной 600 мм: а) пластинчатыми КЭ; б) объемными КЭ в ПК ЛИРА-САПР; в) объемными КЭ в ПК АТЕНА

Таблица 2 – Значения  $r_s$ , полученные при выполнении численных расчетов

Вариант моделирования конструкций	Величина $r_s^{\text{чис}}$ , мм	Усилие в центральной колонне, кН
ПК ЛИРА-САПР: Пластинчатые КЭ с размерами: 100 × 100 мм	1100,0	992,8
ПК ЛИРА-САПР: Объемные КЭ с размерами: 100 × 100 × 100 мм	1100,0	1010,1
ПК АТЕНА: Объемные КЭ с размерами: 100 × 100 × 100 мм	1121,0	1012,8
<b>Среднее значение:</b>	<b>1107,0</b>	<b>1005,2</b>

В таблице 3 представлен сопоставительный анализ полученных значений  $r_s$  по предлагаемым теоретическим подходам [26, 29, 30] со средним значением расстояния от центра колонны до линии нулевых моментов определённых по результатам выполненного конечно-элементного анализа (таблица 2).

Таблица 3 – Результаты сопоставительного анализа полученных значений  $r_s$

Автор	Расчетное значение $r_s$ по предлагаемым теоретическим подходам, мм	Среднее значение $r_s$ по результатам численных расчетов, мм	Погрешность, %
Болгов А.Н. [29]	$r_s = 0,5 \cdot \left( (1 - \sqrt{1/3}) \cdot 5100 \right) = 1078$	1107,0	2,69
МС 2020 [26]	$r_s = 0,22 \cdot 5100 = 1122$	1107,0	1,34
EAD 160057-00-0301 [30]	$r_s = 3 \cdot 600 = 1800$ $r_s = 5 \cdot 600 = 3000$	1107,0	38,50 63,10

Согласно данным из таблицы 3, аналитически рассчитанное по методике EAD 160057-00-0301 [30] значение  $r_s$  существенно отличается от результатов численного моделирования, полученных в программных комплексах ЛИРА-САПР 2021 и ATENA. При этом значения  $r_s$ , рассчитанные по методикам Болгова А.Н. [29] (1078 мм) и Model Code 2020 [26] (1120 мм), демонстрируют хорошее соответствие со средним значением  $r_s = 1107$  мм полученным по результатам численных расчетов.

Для экспериментальных образцов плит толщиной  $h = 600$  мм расстояние от центра приложения нагрузки до центра опирания на колонну было принято равным 1120 мм. Данное значение согласуется как с результатами численного моделирования, так и с положениями Model Code 2020 [26]. При этом отношение пролета среза к приведенной рабочей высоте образца составляет:

$$\frac{r_s^{\text{исп.}} - \frac{c}{2}}{h_0} = \frac{1120 - \frac{400}{2}}{552} = 1,67, \quad (6)$$

где  $c$  – размеры поперечного сечения квадратной колонны;  $h_0$  – приведенная рабочая высота образцов плит.

В этой связи при данном значении отношения пролета среза к приведенной рабочей высоте образца  $h_0$ , как показывает ранее выполненный сопоставительный анализ (рисунок 3), данные образцы плит можно идентифицировать, как «толстые».

Также следует отметить, что метод определения значения  $r_s$  с использованием линейно-упругих численных моделей является более точным относительно предлагаемых теоретических подходов и может также учитывать влияние таких эффектов, как неравномерность нагружения или пролеты разной длины.

*Основные параметры экспериментальных образцов плит*

На основе результатов выполненного анализа 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 4 и на рисунке 9.

Экспериментальные исследования выполнены на базе Лаборатории натуральных испытаний Научно-исследовательского института экспериментальной механики НИУ МГСУ.

Таблица 4 – 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	$\mu_s$ , %	$h_0$ , 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 к таблице 4:  $c$  – размеры поперечного сечения стальной квадратной колонны;  $h'_0$  – приведенная высота рабочего сечения плиты для нижних продольных арматурных стержней.

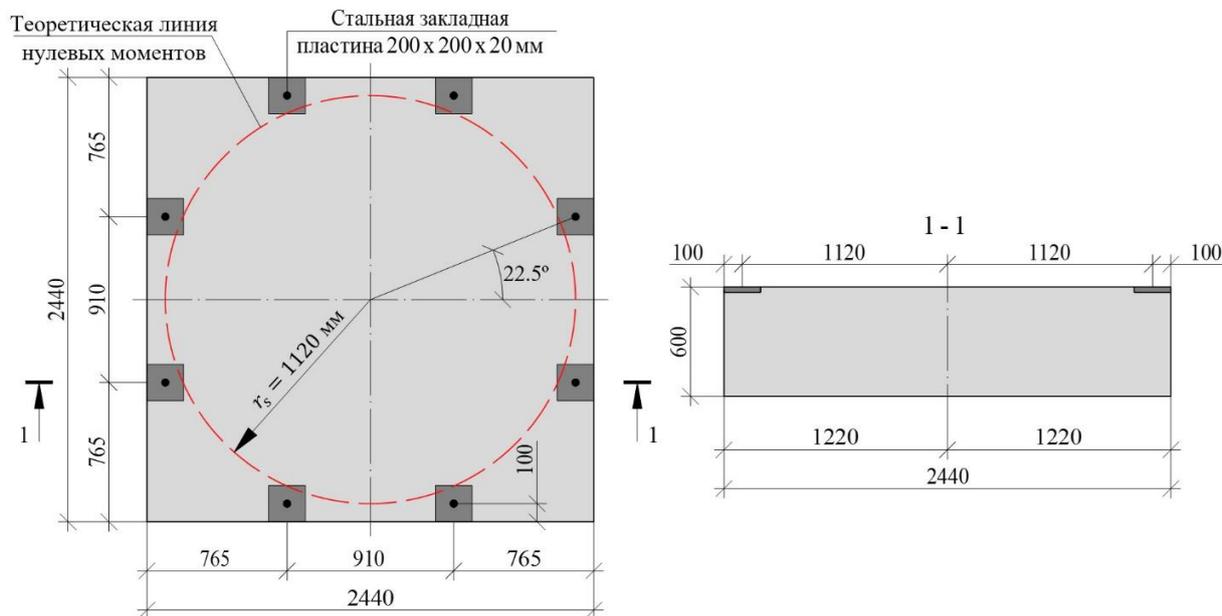


Рисунок 9 – Принятые геометрические размеры экспериментальных образцов марок ККТ\_1 и ККТ\_2

Рабочее армирование экспериментальных образцов плит (рисунок 10) принималось таким, чтобы была обеспечена прочность на изгиб экспериментальных образцов. В этой связи была выполнена серия линейно-упругих расчетов в ПК ЛИРА САПР и аналитических проверок в соответствии с требованиями [23]. На основании выполненных расчетов продольное верхнее рабочее армирование (растянутые арматурные стержни) плит экспериментальных образцов принималось из арматуры класса по прочности А500 диаметром  $\varnothing 28$  ( $A_s = 615,8 \text{ мм}^2$  согласно ГОСТ 34028-2016) с шагом  $s = 100 \text{ мм}$  (для образцов марки ККТ\_1 при  $s = 100 \text{ мм}$   $\mu_s = 1,12\%$ ) и  $200 \text{ мм}$  (для образцов марки ККТ\_2 при  $s = 200 \text{ мм}$   $\mu_s = 0,56\%$ ). При этом продольное нижнее рабочее армирование (сжатые арматурные стержни) экспериментальных образцов железобетонных плит выполняется из арматуры класса А500  $\varnothing 12$  с шагом  $s = 100 \text{ мм}$  (для образцов марки ККТ\_1) и  $200 \text{ мм}$  (для образцов марки ККТ\_2).

Плиты были изготовлены из тяжелого бетона на песке с модулем крупности 2.33 и гравийном щебне фракции от 5 до 20 мм и портландцементом марки ЦЕМ II 42.5 Н.

Бетонирование плит каждой серии, а также контрольных образцов кубов и призм осуществлялось бетоном из одного замеса. При укладке бетонной смеси использовались вибраторы, а верхняя грань плит разглаживалась вручную при помощи правила. Для защиты бетона от быстрого высыхания, которое могло бы вызвать усадочные трещины, в течении часа после бетонирования плиты укрывались полиэтиленовой пленкой не менее, чем на 28 суток (контрольные бетонные образцы также были помещены под эту пленку через трое суток после бетонирования).

Для каждой серии плит изготавливались контрольные бетонные образцы:

- Кубы 100×100×100 мм – 24 шт.
- Кубы 150×150×150 мм – 24 шт. (для образцов марки ККТ\_2 – 12 шт.).
- Призмы 100×100×400 мм – 12 шт.
- Призмы с галтелями 70 × 70 × 500 мм (применялись для определения фактической прочности бетона на осевое растяжение) – 6 шт.

В таблице 5 представлены средние фактические значения прочностных и деформационных характеристик бетона, используемого при изготовлении плит двух серий.

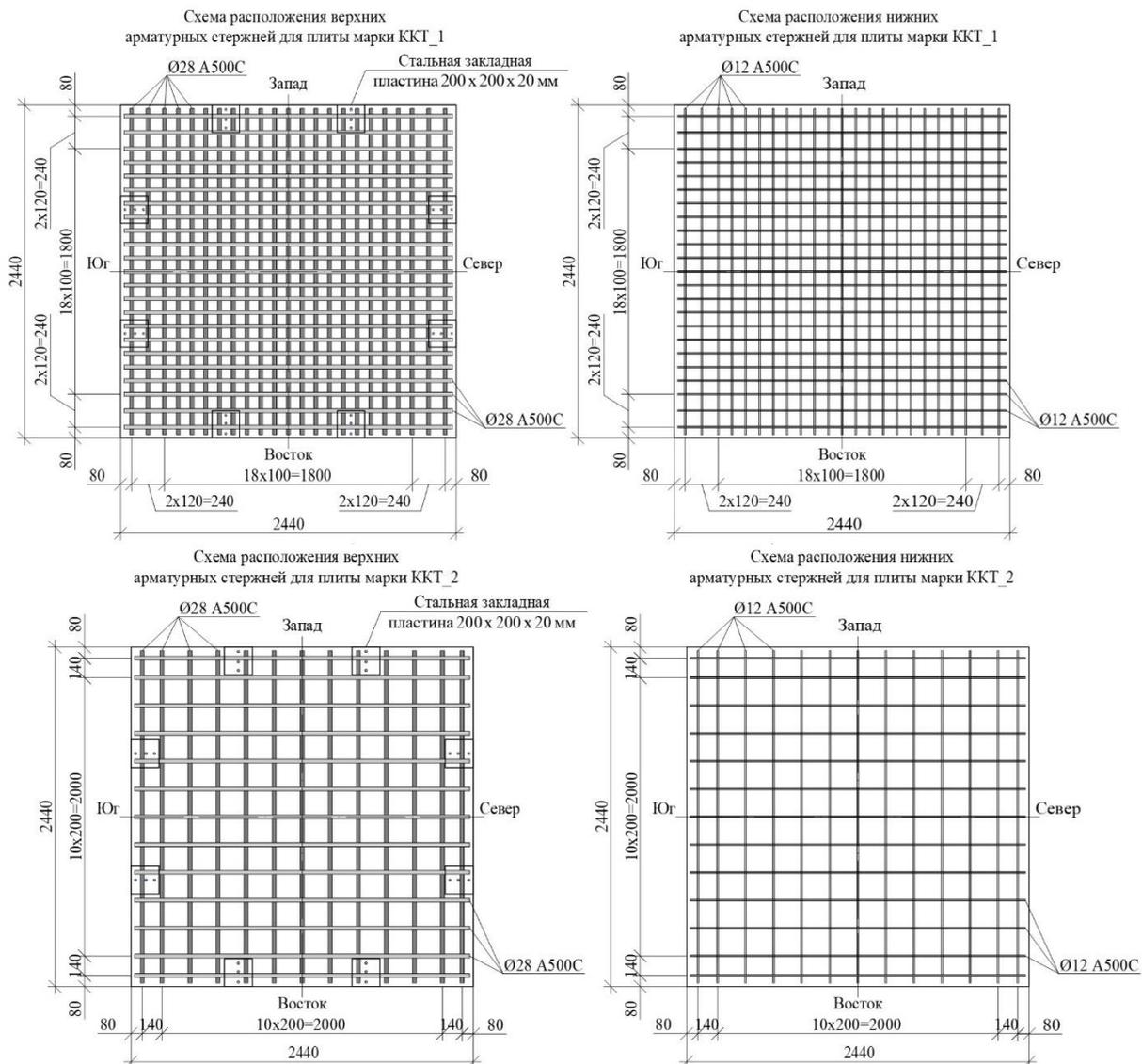


Рисунок 10 – Схема армирования экспериментальных образцов ККТ\_1 и ККТ\_2

Таблица 5 – Средние значения прочностных и деформационных характеристик бетона для образцов плит марок ККТ\_1 и ККТ\_2

Номер серии	Наименование образцов плит	Возраст бетона, сутки	$R_m^{100}$ , МПа	$R_m^{150}$ , МПа	$R_{bm}$ , МПа	$E_{bm}$ , МПа	$\nu_{b,pm}$	$R_{b,m}$ , МПа
1	ККТ_1_№1 ККТ_1_№2 ККТ_1_№3	31	49,9	48,9	43,2	31 732,0	0,17	-
		с 86 по 97	51,9	54,6	45,8	32 940,0	0,17	2,74
2	ККТ_2_№1 ККТ_2_№2 ККТ_2_№3	33	50,3	47,4	44,5	31 327,0	0,16	-
		с 74 по 82	52,7	54,2	47,9	31 253,0	0,17	2,94

При армировании плит для контроля механических характеристик используемой арматурной стали были подготовлены образцы стержни различной длины:

- для стержней  $\varnothing 28$  мм: 6 образцов длиной 1000 мм и 4 образца по 500 мм;
- для стержней  $\varnothing 12$  мм: 3 образца длиной 1000 мм.

По результатам испытаний контрольных образцов было установлено, что среднее значение предела текучести  $\sigma_s(R_s)$  для арматурных стержней  $\varnothing 28$  составляет  $\sigma_s(R_s) = 554,2$  МПа, а для стержней  $\varnothing 12$  –  $\sigma_s(R_s) = 645,7$  МПа. На рисунке 11 представлены фактические диаграммы деформирования арматурной стали при растяжении, полученные по результатам испытаний контрольных образцов стержней.

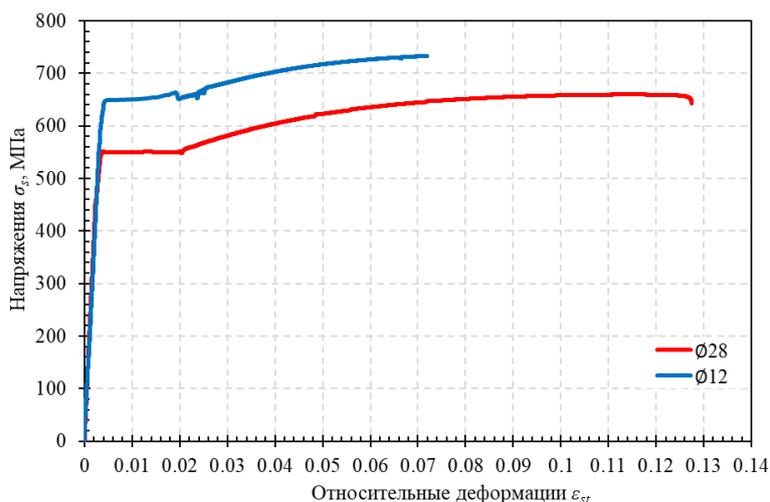


Рисунок 11 – Фактические диаграммы деформирования арматурной стали при растяжении, полученные по результатам испытаний контрольных образцов стержней

#### Приборы и оборудование

В процессе нагружения плит выполнялась непрерывная фиксация значений нагрузок (кН), передаваемых на образец, вертикальных перемещений нижней поверхности образцов (мм), относительных деформаций ( $\varepsilon \cdot 10^{-6}$ ).

Для определения значений радиальных и тангенциальных относительных деформаций сжатого батона  $\varepsilon_{bc}$  в окрестности опирания плит на стальную колонну в процессе нагружения образцов использовались тензорезисторы фирмы «Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd.» двух типов: PL-90-11 с длиной чувствительного элемента 90 мм, сопротивление 120 Ом, предельные деформации, согласно технической документации, составляют 0,02 (2%); PL-60-11 с длиной чувствительного элемента 60 мм, сопротивление 120 Ом, предельные деформации, согласно технической документации, составляют 0,02 (2%).

Вертикальные перемещения образцов измерялись при помощи цифровых индикаторов перемещений. Данные индикаторы были установлены в контрольных точках под нижней поверхностью плит марок ККТ\_1 и ККТ\_2.

Для определения относительных деформаций, возникающих в продольных нижних и верхних стержнях плит в процессе нагружения, использовались тензорезисторы типа: FLAB-5-11 фирмы «Тоkyо Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd.», сопротивление 120 Ом, с длиной чувствительного элемента 5,0 мм. Предельные деформации для данного типа тензометрических датчиков, согласно технической документации, составляют 0,05 (5%).

*Схема закрепления и нагружения экспериментальных образцов*

Испытания образцов плит выполнялись в универсальной рамной системе (рисунок 12), состоящей из восьми стальных П-образных рам, жестко закрепленных к силовому полу лаборатории.

Нагрузка на образцы плит создавалась при помощи одновременного действия восьми гидравлических домкратов (предварительно тарированных), равномерно расположенных по окружности на растянутой грани за теоретической линией нулевых моментов. Максимальная возможная создаваемая нагрузка одним гидравлическим домкратом составляла 980 кН (100 тс). Суммарное значение максимальной возможной создаваемой нагрузки при помощи восьми гидравлических домкратов на образец составляло

$F = 8 \cdot 980 = 7840$  кН (800 тс). При этом в местах установки домкратов на верхней грани образцов было предусмотрено устройство стальных закладных деталей в бетоне плит. Для того, чтобы обеспечить одинаковое значение давления для каждого домкрата, все домкраты были объединены в одну общую систему при помощи распределительного устройства, подключаемого к гидравлической станции.

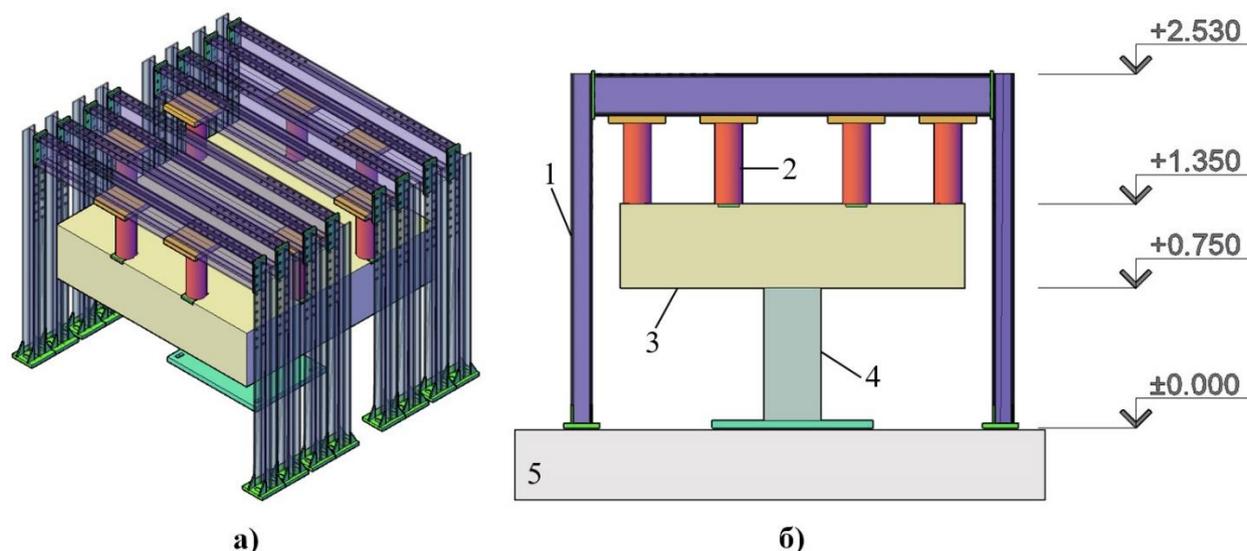


Рисунок 12 – Принципиальная схема нагружения экспериментальных образцов: а) 3D вид; б) вид сбоку схемы испытаний:

1 – стальная П-образная рама; 2 – гидравлические домкраты; 3 – образец; 4 – стальная колонна

Нагружение образцов выполнялось поэтапно ступенями (рисунок 13), каждая из которых не превышала  $0,1 \cdot F_{\text{раз.}}$ , где  $F_{\text{раз.}}$  – разрушающая нагрузка, полученная по результатам численных исследований. Для образцов серии ККТ-1 ожидаемая разрушающая нагрузка  $F_{\text{раз.}} = 4800$  кН, для образцов серии ККТ-2 ожидаемая разрушающая нагрузка  $F_{\text{раз.}} = 4000$  кН.

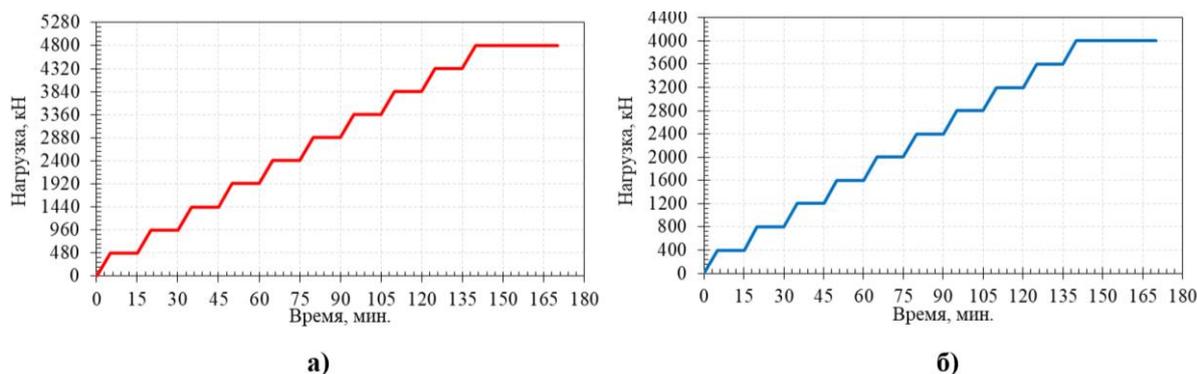


Рисунок 13 – Схема нагружения во времени экспериментальных образцов плит марки: а) ККТ\_1; б) ККТ\_2

Для контроля равномерности распределения статической нагрузки между восемью гидравлическими домкратами использовались два электронных динамометра, установленных в зоне контакта домкратов с П-образными рамами. Измерения, выполненные в ходе эксперимента, показали, что при испытаниях всех образцов плит расхождение нагрузок между любыми двумя домкратами не превышало  $\Delta=1,5\%$ , что соответствует допустимой погрешности. Фактические значения разрушающих нагрузок для обеих серий плит рассчитывались по формуле (7).

$$F_{\text{исп.}} = \left( \frac{F_1 + F_2}{2} \right) \cdot 8, \quad (7)$$

где:  $F_1, F_2$  – полученные в ходе испытаний образцов плит значения нагрузок, определяемые электронными динамометрами на сжатие.

Во всех случаях опирание образцов плит выполнялось по центру на стальную квадратную колонну с принятыми размерами поперечного сечения  $400 \times 400$  мм (рисунок 14). По площади верхней пластины опорной конструкции предусмотрена установка листа многослойной фанеры, что позволяет избежать случайных точечных контактов образца и опоры.

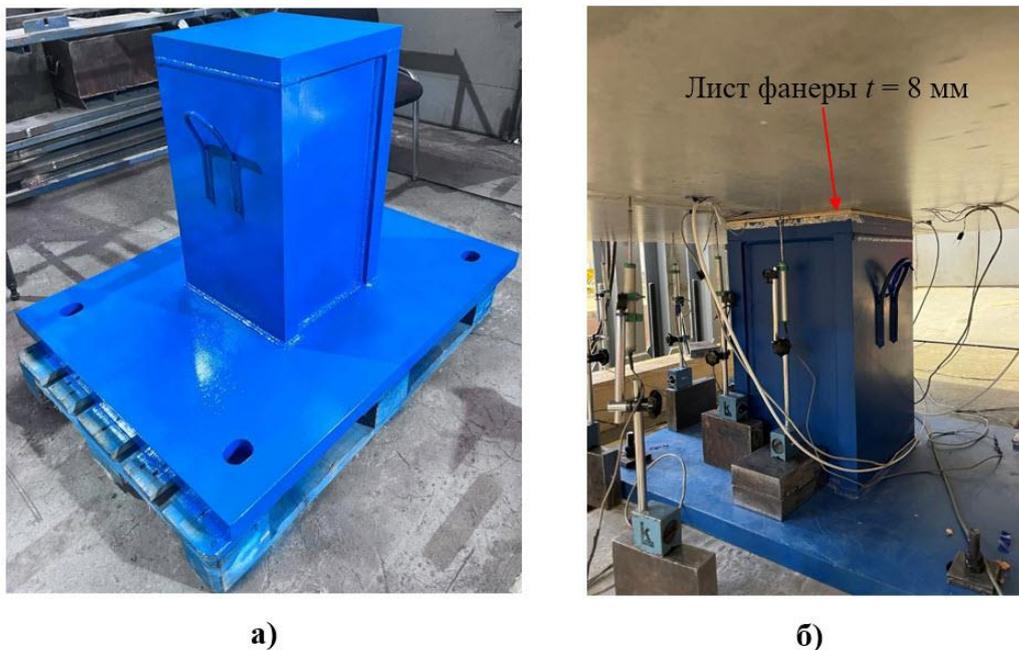


Рисунок 14 – а) Общий вид стальной колонны; б) непосредственное опирание образца плиты на данную колонну

#### 4. Заключение

1. По результатам выполненного сопоставительного анализа было установлено, что с увеличением толщины железобетонных плитных конструкций получаемые предельные значения по прочности плит на продавливание, согласно принятым нормативным подходам, демонстрируют неудовлетворительную корреляцию со значениями разрушающих нагрузок, полученных в ходе выполнения экспериментальных исследований. Из этого следует, что при увеличении толщины железобетонных плит изменяется механизм разрушения плит при продавливании, что соответствует проявлению размерного эффекта.

2. Для экспериментальных исследований принята конструкция образцов плит толщиной  $h = 600$  мм с расстоянием от центра приложения нагрузки до центра опирания на колонну, равным 1120 мм. Принятое значение согласуется как с результатами численного моделирования, так и с положениями Model Code 2020. При этом отношение пролета среза к приведенной рабочей высоте образца составляет 1,67. В условиях принятого значения отношения пролета среза к приведенной рабочей высоте образца  $h_0$  экспериментальные образцы плит можно классифицировать, как «толстые» плиты.

3. Экспериментальные образцы изготавливаются из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В25. Предусматривается изготовление каждой группы образцов из бетона одной партии. Механические характеристики бетона экспериментальных образцов определялись методами прямых испытаний.

4. Продольное армирование экспериментальных образцов принято в виде сетки из отдельных арматурных стержней из арматуры класса А500. Растянутая арматура принята в двух вариантах: для образцов марки ККТ\_1 из стержней диаметром  $\varnothing 28$  с шагом 100 мм ( $\mu_s = 1,12\%$ ); для образцов марки ККТ\_2 из стержней диаметром  $\varnothing 28$  с шагом 200 мм ( $\mu_s = 0,56\%$ ). Сжатая арматура также принята в двух вариантах: для образцов марки ККТ\_1 из стержней диаметром  $\varnothing 12$  с шагом 100 мм; для образцов марки ККТ\_2 из стержней диаметром  $\varnothing 12$  с шагом 200 мм. Механические характеристики используемой арматурной стали определены методами прямых испытаний контрольных образцов стержней.

5. Нагружение экспериментальных образцов предусматривается поэтапно: ступенями, каждая из которых не превышала  $0,1 \cdot F_{\text{раз.}}$ , где  $F_{\text{раз.}}$  – разрушающая нагрузка, полученная по результатам численных исследований.

6. В процессе нагружения плит предусматривается выполнение непрерывной фиксации значений нагрузок (кН), передаваемых на образец, вертикальных перемещений нижней поверхности образцов (мм), относительных деформаций ( $\varepsilon \cdot 10^{-6}$ ) бетона приопорной зоны и растянутой арматуры с целью определения фактического напряженно-деформированного состояния образцов.

#### 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».

The research was conducted as part of the development program for 2025-2036 of Moscow State University of Civil Engineering under the framework of strategic academic leadership program "Priority 2030".

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Коровин Н.Н., Голубев А.Ю. Продавливание толстых железобетонных плит // Бетон и железобетон. 1989. №11. С. 20-23.
2. Kang S.M., Na S.J., Hwang H.J. Two-way shear strength of reinforced concrete transfer slab-column connections. Engineering Structures. 2021. Vol. 231. Pp. 1-11. DOI:10.1016/j.engstruct.2020.111693.
3. Трекин Н.Н., Крылов В.В., Трофимов С.В., Евстафьева Е.Б., Саркисов Д.Ю. Экспериментально-теоретическое исследование прочности плит на продавливание // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. №8. С. 1006-1014. DOI: 10.22227/0869-7493.2021.16.08.1006-1014.

4. Трекин Н.Н., Саркисов Д.Ю., Крылов В.В., Евстафьева Е.Б., Андриян К.Р. Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении // *Строительство и реконструкция*. 2022. №5. С. 67-79. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-103-5-67-79.
5. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Сопrotивляемость прогрессирующему разрушению монолитных каркасов зданий при локальных повреждениях узлов от продавливания // *Вестник МГСУ*. 2024. Т. 19. №9. С. 1454-1468.
6. Зенин А.С., Болгов А.Н., Сокуров А.З., Кудинов О.В. Прочность на продавливание плоских плит перекрытий в зонах опирания на торцы стен // *Бетон и железобетон*. 2022. №2 (610). С. 35-40.
7. Болгов А.Н., Иванов С.И., Сокуров А.З., Невский А.В. О расчете прочности узлов сопряжения железобетонных колонн и плит в монолитно-каркасных высотных зданиях // *Бетон и железобетон*. 2021. №4 (606). С. 39-44.
8. Кабанцев О.В., Песин К.О., Карлин А.В. Анализ напряженно-деформированного состояния плитных конструкций в приопорных зонах // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2017. Т. 13. №1. С. 55-62.
9. Тамразян А.Г., Манаенков И.К. К расчету плоских железобетонных перекрытий при локальном приложении нагрузки // *Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения*. 2017. №1. С. 156-161.
10. Манаенков И.К. Определение граничных значений толщины плоских железобетонных перекрытий из условия продавливания // *Инженерный вестник Дона*. 2025. №6. URL: [ivdon.ru/tu/magazine/archive/nbu2025/10162](http://ivdon.ru/tu/magazine/archive/nbu2025/10162).
11. Коровин Н.Н., Ступкин А.В. Продавливание железобетонных плит колонной // *Бетон и железобетон*. 1978. №7. С. 36-38.
12. Руф Л.В., Викман Э.А. Преднапряжение в железобетонных перекрытиях, сооружаемых методом подъема // *Бетон и железобетон*. 1977. №5. С. 18-19.
13. Rizk E., Marzouk H., Hussein A. Effect of reinforcement ratio on punching capacity of RC plates // *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2011. Vol. 38. No. 7. Pp. 729-740. DOI: 10.1139/111-053.
14. Guandalini S., Burdet O.L., Muttoni A. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios // *ACI Structural Journal*. 2009. Vol. 106. No. 1. Pp. 87-95.
15. Истомин А.Д. Экспериментальные исследования продавливания монолитных плит колоннами прямоугольного сечения // *Актуальные проблемы строительной отрасли и образования: Сборник докладов Первой Национальной конференции*. Москва, 2020. С. 69-74.
16. Филатов В.Б., Галяутдинов З.Ш. Экспериментальное исследование и методика расчета прочности железобетонных плит при продавливании // *Градостроительство и архитектура*. 2021. Т. 11. №4 (45). С. 53-65.
17. 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.
18. 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.
19. Li K.K.L. Influence of Size on Punching Shear Strength of Concrete Slabs: MEng dissertation. Montreal: McGill University, 2000. 92 pp.
20. 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.
21. Einpaul J. Punching strength of continuous flat slabs: PhD thesis. Lausanne: EPFL, 2016. 211 pp.
22. Birkle G. Punching of Fat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layouts: PhD dissertation. Calgary: UCalgary, 2004. 217 pp.
23. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Москва: Минстрой России, 2018. 143 с.
24. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.
25. 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.
26. fib Model Code for Concrete Structures 2020. fib Lausanne: Ernst&Sohn, 2020.
27. Muttoni A., Coronelli D., Martinelli L. Testing of a full-scale flat slab building for gravity and lateral loads. *Engineering Structures*. 2021. No. 243. Pp. 1–17. DOI:10.1016/j.engstruct.2021.112551.
28. Ladner M., Schaeidt W., Gut S. Experimentelle Untersuchungen an Stahlbeton-Flachdecken. EMPA Bericht. 1977. №. 205. 96 pp.
29. Болгов А.Н. Работа узлов сопряжения колонн из высокопрочного бетона с перекрытием в монолитных зданиях с рамно-связевой системой: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01. Москва, 2005. 152 с.
30. EAD 160057-00-0301 L- or Z-shaped metal sheets for the increase of punching shear resistance of flat slabs or footings and ground slabs. EOTA. 2021.

**REFERENCES**

1. Korovin N.N., Golubev A.Yu. Punching of thick reinforced concrete slabs. *Beton i zhelezobeton*. 1989. No. 11. Pp. 20-23. (rus)
2. Kang S.M., Na S.J., Hwang H.J. *Two-way shear strength of reinforced concrete transfer slab-column connections*. *Engineering Structures*. 2021. Vol. 231. Pp. 1-11.
3. Trekin N.N., Krylov V.V., Trofimov S.V., Evstaf'eva E.B., Sarkisov D.Yu. Experimental-theoretical study of punching shear strength of slabs. *Vestnik MGSU*. 2021. Vol. 16. No. 8. Pp. 1006-1014. DOI: 10.22227/0869-7493.2021.16.08.1006-1014. (rus)
4. Trekin N.N., Sarkisov D.Yu., Krylov V.V., Evstaf'eva E.B., Andryan K.R. Bearing capacity of monolithic reinforced concrete slabs under punching shear under static and dynamic loading. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2022. No. 5. Pp. 67-79. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-103-5-67-79. (rus)
5. Alekseytsev A.V., Antonov M.D. Resistance to progressive collapse of monolithic building frames under local damage of nodes from punching. *Vestnik MGSU*. 2024. Vol. 19. No. 9. Pp. 1454-1468. (rus)
6. Zenin A.S., Bolgov A.N., Sokurov A.Z., Kudinov O.V. Punching shear strength of flat slabs in wall support zones. *Beton i zhelezobeton*. 2022. No. 2 (610). Pp. 35-40. (rus)
7. Bolgov A.N., Ivanov S.I., Sokurov A.Z., Nevskiy A.V. On calculation of strength of joints between reinforced concrete columns and slabs in monolithic-frame high-rise buildings. *Beton i zhelezobeton*. 2021. No. 4 (606). Pp. 39-44. (rus)
8. Kabantsev O.V., Pesin K.O., Karlin A.V. Analysis of stress-strain state of slab structures in support zones. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2017. Vol. 13. No. 1. Pp. 55-62. (rus)
9. Tamrazyan A.G., Manaenkov I.K. On calculation of flat reinforced concrete slabs under local load application. *Bezopasnost' stroitel'nogo fonda Rossii. Problemy i resheniya*. 2017. No. 1. Pp. 156-161. (rus)
10. Manaenkov I.K. Determination of limiting values of flat reinforced concrete slab thickness from punching condition. *Inzhenernyy vestnik Dona*. 2025. No. 6. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n6y2025/10162. (rus)
11. Korovin N.N., Stupkin A.V. Punching of reinforced concrete slabs by column. *Beton i zhelezobeton*. 1978. No. 7. Pp. 36-38. (rus)
12. Ruf L.V., Vikman E.A. Prestressing in reinforced concrete floors constructed by lift-slab method. *Beton i zhelezobeton*. 1977. No. 5. Pp. 18-19. (rus)
13. Rizk E., Marzouk H., Hussein A. Effect of reinforcement ratio on punching capacity of RC plates. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2011. Vol. 38. No. 7. Pp. 729-740. DOI: 10.1139/111-053.
14. Guandalini S., Burdet O.L., Muttoni A. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. *ACI Structural Journal*. 2009. Vol. 106. No. 1. Pp. 87-95.
15. Istomin A.D. Experimental studies of punching of monolithic slabs by rectangular columns. Aktual'nye problemy stroitel'noy otrasli i obrazovaniya: Sbornik dokladov Pervoy Natsional'noy konferentsii. Moscow, 2020. Pp. 69-74. (rus)
16. Filatov V.B., Galyautdinov Z.Sh. Experimental study and calculation method of strength of reinforced concrete slabs under punching. *Gradostroitel'stvo i arkhitektura*. 2021. Vol. 11. No. 4 (45). Pp. 53-65. (rus)
17. 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. No. 81. Pp. 59-72. DOI: 10.35789/fib.BULL.0081.Ch04.
18. 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. No. 4. Pp. 875-886. DOI: 10.14359/51689719.
19. Li K.K.L. Influence of Size on Punching Shear Strength of Concrete Slabs: MEng dissertation. Montreal: McGill University, 2000. 92 p.
20. 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.
21. Einpaul J. Punching strength of continuous flat slabs: PhD thesis. Lausanne: EPFL, 2016. 211 p.
22. Birkle G. Punching of Fat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layouts: PhD dissertation. Calgary: UCalgary, 2004. 217 p.
23. SP 63.13330.2018 "SNiP 52-01-2003 Concrete and reinforced concrete structures. Main provisions". Moscow: Minstroy Rossii, 2018. 143 p. (rus)
24. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.
25. 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 p.
26. fib Model Code for Concrete Structures 2020. fib Lausanne: Ernst & Sohn, 2020.
27. Muttoni A., Coronelli D., Martinelli L. Testing of a full-scale flat slab building for gravity and lateral loads. *Engineering Structures*. 2021. No. 243. Pp. 1-17. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112551.
28. Ladner M., Schaeidt W., Gut S. Experimentelle Untersuchungen an Stahlbeton-Flachdecken. *EMPA Bericht*. 1977. No. 205. 96 p.

29. Bolgov A.N. Behavior of joints between high-strength concrete columns and slabs in monolithic buildings with frame-bracing system: PhD thesis. Moscow, 2005. 152 p. (rus)

30. EAD 160057-00-0301 L- or Z-shaped metal sheets for the increase of punching shear resistance of flat slabs or footings and ground slabs. EOTA. 2021.

### 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](mailto: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](mailto: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](mailto: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](mailto: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](mailto: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](mailto:niizhb_lab8@mail.ru)

Статья поступила в редакцию 26.07.2025  
Одобрена после рецензирования 09.08.2025  
Принята к публикации 11.08.2025

The article was submitted 26.07.2025  
Approved after reviewing 09.08.2025  
Accepted for publication 11.08.2025