

С.Б. КРЫЛОВ^{1,✉}, О.В. КАБАНЦЕВ², С.В. ТРОФИМОВ^{1,2}

¹ Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, г. Москва, 109428, Российская Федерация

² ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Российская Федерация

ПРИНЦИПИАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ

Аннотация

Введение. Расчетная модель прочности плит при продавливании, принятая в отечественных нормативных документах, содержит ряд противоречий физической стороне процесса. Из экспериментальных исследований известно, что еще до момента разрушения в бетоне развивается множество трещин. Поэтому его прочность на растяжение, положенная в основу действующей модели, исчерпывается задолго до разрушения конструкции. Действующая модель не учитывает продольное армирование плит, которое является одним из основных факторов обеспечения прочности при продавливании. Аналогичные недостатки есть в зарубежных моделях. Точность нормативных методик расчета, как отечественных, так и зарубежных, низкая.

Цель. Создание метода расчета плит на продавливание, корректно учитывающего все известные особенности работы конструкции и обладающего высокой точностью.

Материалы и методы. Рассмотрен метод расчета прочности плит на продавливание, в основу которого положено условие равновесия моментов внешних и внутренних сил, в отличие от нормативного метода, в котором рассматривается равновесие проекций всех сил на вертикальную ось.

Результаты. Разработан метод расчета, который не противоречит известным опытным данным о работе плит при продавливании. Удалось корректно учесть работу продольной арматуры плиты. Показана высокая точность предложенного метода расчета.

Выводы. Проведенное исследование позволяет по-новому взглянуть на суть процесса продавливания. Рассмотрен механизм разрушения, обладающий принципиальными отличиями. Предложенный метод расчета позволяет получать результаты, сопоставимые по точности с лучшими численными моделями.

Ключевые слова: продавливание, плиты перекрытия, прочность, расчет, железобетонные конструкции, экспериментальные данные

Для цитирования: Крылов С.Б., Кабанцев О.В., Трофимов С.В. Принципиальные вопросы прочности железобетонных плит при продавливании // *Бетон и железобетон*. 2024. № 4 (623). С. 50–58. DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-4\(623\)-50-58](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-4(623)-50-58). EDN: KXWKQY

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Данная работа была поддержана грантом 2024 года на проведение фундаментальных и прикладных научных исследований (НИР/НИОКР) научными коллективами НИУ МГСУ, проект № 14-392/130.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 21.10.2024

Поступила после рецензирования 11.11.2024

Принята к публикации 14.11.2024

S.B. KRYLOV^{1,✉}, O.V. KABANTSEV², S.V. TROFIMOV^{1,2}

¹ Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev,
JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 5,
Moscow, 109428, Russian Federation

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University),
Yaroslavskoye Shosse, 26, Moscow, 129337, Russian Federation

FUNDAMENTAL ISSUES OF THE STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE SLABS DURING PUNCHING

Abstract

Introduction. The calculation model of the strength of slabs during punching, adopted in domestic regulatory documents, contains a number of contradictions to the physical side of the process. So it is known from experience that even before the moment of destruction, many cracks develop in concrete. Therefore, its tensile strength, which is the basis of the current model, is exhausted long before the destruction of the structure. The current model does not take into account the longitudinal reinforcement of the slabs, which is one of the main factors in ensuring strength during penetration. There are similar disadvantages in foreign models. The accuracy of normative calculation methods, both domestic and foreign, is low.

Aim. Creation of a method for calculating of the slabs for punching, which correctly takes into account all known features of the structure and has high accuracy.

Materials and methods. The method of calculating of the strength of slabs for penetration is considered, which is based on the condition of equilibrium of moments of external and internal forces, in contrast to the normative method, which considers the equilibrium of projections of all forces on the vertical axis.

Results. A calculation method has been developed that does not contradict the known experimental data on the operation of slabs during punching. It was possible to correctly take into account the work of the longitudinal reinforcement of the slab. The high accuracy of the proposed calculation method is shown.

Conclusions. The conducted research allows us to take a fresh look at the essence of the punching process. The mechanism of destruction, which has fundamental differences, is considered. The proposed calculation method allows us to obtain results comparable in accuracy with the best numerical models.

Keywords: punching, floor slabs, strength, calculation, reinforced concrete structures, experimental data

For citation: Krylov S.B., Kabantsev O.V., Trofimov S.V. Fundamental issues of the strength of reinforced concrete slabs during punching. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2024, no. 4 (623), pp. 50–58. (In Russian). DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-4\(623\)-50-58](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-4(623)-50-58). EDN: KXWKQY

Authors contribution statement

All authors made equal contributions to the study and the publication.

Funding

The research was funded by the Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (grant for fundamental and applied scientific research, project No. 14-392/130).

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 21.10.2024

Revised 11.11.2024

Accepted 14.11.2024

Введение

Расчет плит на продавливание является одним из основных расчетов, определяющих прочность железобетонной конструкции. Методика этого расчета была создана еще в 50-е годы XX века и с тех пор мало изменилась. Изменения произошли в основном формальные. Они коснулись описания объема разрушаемого бетона (раньше рассматривалась пирамида продавливания, сейчас рассматривается периметр продавливания, построенный с использованием той же пирамиды). Также за это время менялись коэффициенты, входящие в формулы. В настоящее время добавился учет изгибающих моментов в колонне. Формулы для определения прочности при продавливании с учетом моментов несколько раз существенно менялись. Это косвенно указывает на низкую точность этого вида расчета.

В России расчет основывается на предпосылке, что прочность конструкции определяется прочностью бетона на растяжение на наклонных гранях пирамиды продавливания (сейчас не рассматриваем вклад поперечной арматуры). Причем по грани пирамиды предельные напряжения распределены равномерно. Эта предпосылка противоречит опытным данным.

Так, из исследований J. Einpaal [1] и J.T. Simoes [2] следует, что задолго до разрушения в плите образуются трещины самых разных направлений, в том числе и наклонные. Данные трещины развиваются в процессе нагружения и формируют критическую наклонную трещину, вследствие которой и происходит разрушение от продавливания. Поэтому перед разрушением напряжения в сечении с трещиной сохраняются лишь в небольшой части этого сечения. Таким образом, принятая в СП 63.13330.2018 [3] расчетная модель явно противоречит физической стороне явления.

Другим серьезным противоречием является неучет

в упомянутой расчетной модели продольной арматуры плиты при расчете на продавливание. Из результатов экспериментальных и численных исследований [4–6] известно, что при постепенном увеличении процента продольного армирования плит прочность на продавливание также значительно возрастает (это не может быть объяснено только нагельным эффектом). При отсутствии продольной арматуры в плитных конструкциях разрушение в виде продавливания не реализуется. Плита при этом разрушается хрупко по нормальному сечению. Это позволяет сделать вывод, что продольное армирование является одним из решающих условий в обеспечении прочности плит на продавливание. Поэтому совершенно недопустимо не учитывать его вовсе или с помощью коэффициентов, как в зарубежных методах расчета в Eurocode 2 [7] и ACI 318-19 [8]. Продольное армирование плит должно учитываться напрямую наравне с поперечным армированием.

Следует также отметить, что подавляющее большинство натурных испытаний на продавливание во всем мире выполняется для тонких плит. Так, из открытой базы данных *fib* по результатам экспериментальных исследований и с учетом исследований Н.Н. Коровина [9] из 474 образцов плит было испытано только две плиты толщиной 500 и 600 мм. При этом методики расчета несущей способности плит на продавливание в [3, 7, 8, 10] основываются на результатах испытаний тонких плит.

В работах [9, 11–13] показано влияние так называемого размерного эффекта на величину несущей способности плит при продавливании. На рис. 1 показаны результаты анализа точности расчетов прочности экспериментальных образцов по нормативным документам разных стран. Приведенные данные свидетельствуют о серьезных погрешностях всех без исключения расчетных методик, принятых в наиболее распространенных нормативных документах.

В связи со сказанным выше об армировании воз-



Рис. 1. График сходимости экспериментальных данных с расчетами по нормативным документам при различной приведенной рабочей высоте сечения

Fig. 1. Graph of convergence of experimental data with calculations according to regulatory documents at the various reduced working height of the section

никает вопрос о точности и достоверности результатов испытаний на продавливание. В настоящее время ведущие зарубежные специалисты в данной области отмечают необходимость учета изгиба плиты при продавливании. К испытываемым образцам предъявляется требование, чтобы опоры вокруг области продавливания не стесняли деформации плиты в горизонтальном направлении. Опоры располагают по линии, на которой изгибающие моменты при изгибе во время продавливания будут равны нулю (рис. 7).

Подводя итог сказанному по поводу продольного армирования и мировой тенденции по испытаниям, следует признать, что образцы, опирающиеся на жесткую конструкцию с горизонтальными упорами (например, на горизонтальную раму из уголков), показывают неправильные результаты, так как упоры будут играть роль продольной арматуры, которой нет в образце. По той же причине при опирании образца на жесткую опору с высоким коэффициентом трения опытные результаты также будут ошибочными. При этом создается напряженное состояние, существенно отличающееся от напряженного состояния плиты в составе здания. Таким образом, множество результатов испытаний, в которых имелись перечисленные недостатки, нельзя признать достоверными и их нельзя использовать для проверки разрабатываемых методов расчетов и численных моделей.

Предлагаемая расчетная модель

Основными требованиями к методу расчета прочности плиты при продавливании являются:

- необходимость прямого учета поперечной и наклонной арматуры плиты;
- необходимость прямого учета продольной арматуры плиты;
- необходимость учета работы бетона плиты.

Для этого в распоряжении инженера имеются две группы уравнений, выражающих условия равновесия проекций сил на три координатные оси и проекций моментов относительно этих координатных осей. В настоящее время расчет на продавливание выполняется с использованием условия равновесия проекций всех сил на вертикальную ось. Это не позволяет непосредственно учесть продольную арматуру плиты, которая ортогональна этой оси. Для учета продольной арматуры предлагается использовать уравнения равновесия изгибающих моментов. Они непосредственно включают в себя усилия в продольной и поперечной арматуре.

Введем следующую расчетную предпосылку. Прочность железобетонной плиты на продавливание будет определяться суммой прочностей четырех сечений, образующих грани пирамиды продавливания. Причем прочность каждого такого сечения будет определяться условием равновесия по изгибающему моменту внешних и внутренних сил, действующих на данной грани в предельном состоянии. Данная предпосылка идет в небольшой запас прочности, так как в

работе участвует не только продольная арматура, пересекающая рассматриваемую грань пирамиды продавливания, но и арматура за пределами этой грани. В целом же принятие этой предпосылки объясняется тем, что наибольшие напряжения в предельном состоянии возникают в арматуре, пересекающей грань пирамиды. Область сжатого бетона в предельном состоянии, в которой возникают наибольшие напряжения, расположена в нижней части, в пределах ширины грани колонны, на которую опирается плита.

Для простоты будем рассматривать железобетонную плиту квадратную в плане без поперечного армирования, на которую нагрузка передается от колонны квадратного поперечного сечения. В дальнейшем не сложно перейти от этих упрощений к общему случаю.

В соответствии со сделанными предпосылками рассматриваем прочность каждой грани пирамиды продавливания, на рис. 2 слева расчетное сечение заштриховано. Этой грани пирамиды продавливания соответствует железобетонная полоса, показанная на рис. 2 справа, которую условно выделяем из плиты. Соответствующее расчетное сечение этой полосы заштриховано. Расположение расчетной полосы и нагрузки на образец показаны на рис. 3.

В соответствии с принятой предпосылкой схема

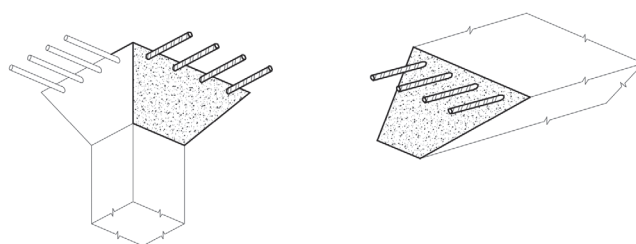


Рис. 2. Расположение расчетного сечения на пирамиде продавливания и на расчетной полосе

Fig. 2. The location of the design section at the punching pyramid and at the design strip

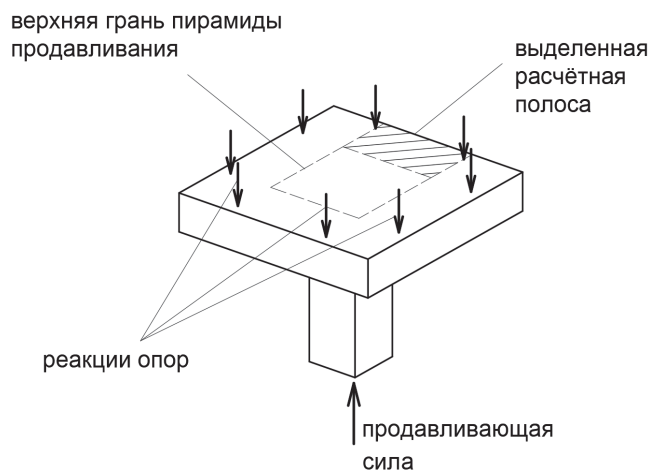


Рис. 3. Силы, действующие на образец

Fig. 3. Forces acting on the sample

разрушения образца и схема расчетных усилий будет выглядеть, как показано на рис. 4.

Формализованную расчетную схему представим в

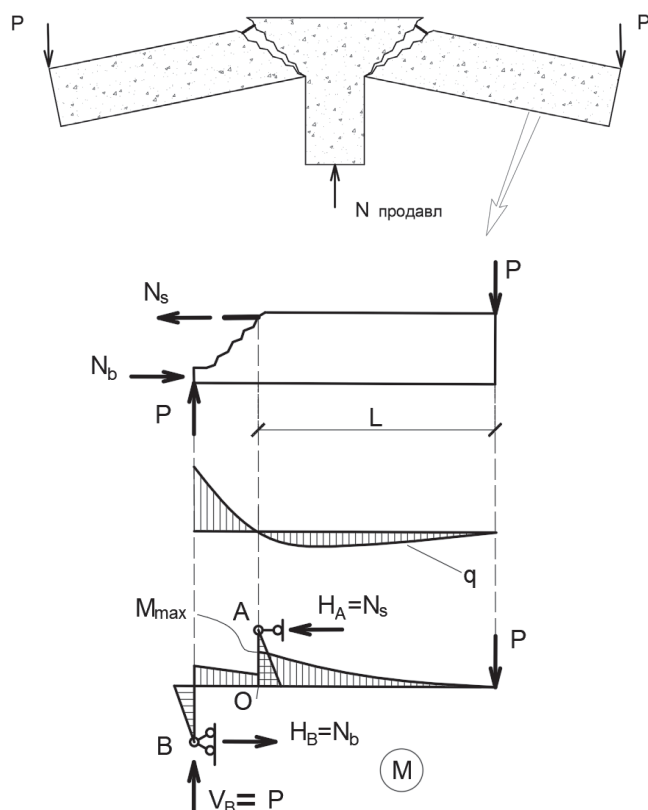


Рис. 4. Расчетная схема рассматриваемой полосы
Fig. 4. The design scheme of the band in question

виде стержневой модели. Длинная горизонтальная часть размещается в срединной плоскости рассматриваемого элемента плиты. Вертикальные стержни расчетной схемы служат для моделирования опирания выделенного элемента.

Опорные реакции H_A и H_B равны соответственно равнодействующей силе в растянутой арматуре и равнодействующей силе в сжатом бетоне. Реактивное усилие V_B равно силе P . Нагрузка q появляется на боковых гранях рассматриваемой полосы из-за взаимодействия с отсеченными частями плиты.

Из расчетной схемы следует, что наибольший изгибающий момент будет в точке О, то есть в сечении, в котором равнодействующая усилий в продольной растянутой арматуре пересекает грань пирамиды продавливания. Это же подтверждается численным моделированием. В этом сечении следует проверять прочность конструкции. Далее в тексте для краткости это названо верхним краем пирамиды продавливания.

Приведенная на рис. 4 стержневая расчетная схема является условной и служит лишь для иллюстрации основных принципов предлагаемого подхода. В целом же подавляющее большинство современных расчетов напряженно-деформированного

состояния конструкций выполняется методом конечных элементов. Поэтому величина расчетного момента внешних сил принимается непосредственно по конечно-элементной модели сооружения (или в данном случае по модели образца). При этом момент собирается на отрезке плиты, соответствующем верхнему краю пирамиды продавливания. Проведенные численные исследования показали, что при расчете упругой модели собранный таким образом момент превышает истинный, полученный с учетом нелинейных свойств бетона и арматуры, в пределах 20 %. Поэтому при сборе усилий из упругой схемы данный метод расчета даст запас прочности в пределах 20 %.

Для вычисления предельного момента от внутренних усилий в расчетном сечении необходимо знать напряжения в продольной арматуре и высоту x сжатой зоны бетона. Бетон в этой области находится в сложном напряженном состоянии, крайне неоднородном. Горизонтальная составляющая напряжений в сжатом бетоне в предельном состоянии превышает расчетное сопротивление бетона на сжатие. В запас прочности эти напряжения можно принять равными расчетному сопротивлению бетона при одноосном сжатии. Учитывая очертания пирамиды продавливания, сжатая зона бетона будет трапецевидной. Ширина ее нижней стороны будет равна ширине колонны (обозначено c на рис. 5). Ширина ее верхней стороны будет равна:

$$d = c + 2x \times \operatorname{tg} \alpha. \quad (1)$$

Площадь сжатой зоны бетона равна (рис. 5):

$$A_b = cx + 2 \frac{1}{2} x \times x \times \operatorname{tg} \alpha = x \times (c + x \times \operatorname{tg} \alpha). \quad (2)$$

Точное вычисление положения центра тяжести сжатой зоны приводит к нелинейным выражениям для изгибающего момента, что затрудняет ручной счет. Поэтому для упрощения вычислений следует принять, что равнодействующая усилий в сжатом бетоне приложена на уровне середины высоты сжатой зоны.

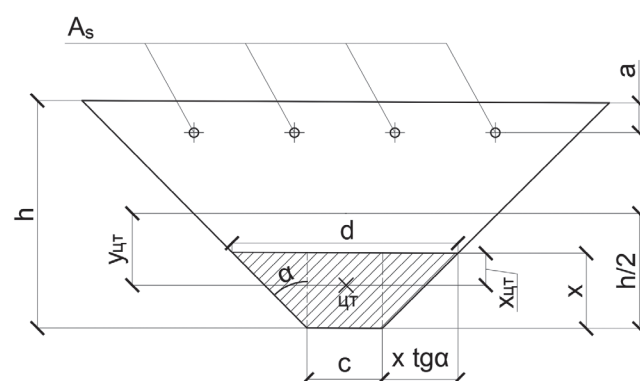


Рис. 5. Сжатая зона в расчетном сечении
Fig. 5. Compressed zone in the design section

Напряжения в растянутой арматуре в предельном состоянии будут зависеть от коэффициента продольного армирования. В расчете учитывается вся растянутая арматура, пересекающая грань пирамиды продавливания. Напряжения в этой арматуре могут достигать предела текучести, что подтверждается опытными и численными данными. При большом количестве арматуры будет наблюдаться явление переармирования, напряжения в арматуре будут меньше предела текучести. Разрушение в этом случае будет определяться предельными относительными деформациями сжатого бетона, который в данной конструкции работает в условиях двухосного сжатия. Предельные относительные деформации бетона при двухосном сжатии будут существенно меньше, чем при одноосном, за счет деформаций в ортогональном направлении и за счет коэффициента Пуассона. Кроме того, коэффициент Пуассона бетона существенно возрастает при приближении к разрушению, превышая величину, принимаемую в механике твердого тела из условия сохранения объема при переходе материала в пластическое состояние. Поэтому предельная величина этих деформаций при многоосном напряженном состоянии нуждается в исследовании и уточнении.

При разработке данного метода расчета были проведены численные исследования. В результате было установлено, что предельные относительные деформации бетона при многоосном напряженном состоянии зависят от соотношения размеров образца. В этих исследованиях в каждом образце рассматривалась полоса плиты прямоугольного сечения и единичной ширины. Для поперечного сечения этой единичной полосы арматура приводилась к бетону по модулю упругости. Для этого приведенного сечения вычислялся момент сопротивления W как для упругого тела относительно геометрического центра бетонного сечения. Далее исследовалась зависимость предельных относительных деформаций бетона от условной гибкости:

$$\lambda = \frac{r}{W}, 1/\text{см}^2, \quad (3)$$

где r – расстояние от центра колонны до точек приложения сосредоточенных нагрузок на верхних гранях образцов.

В результате была получена следующая зависимость для предельных относительных деформаций бетона при двухосном сжатии (рис. 6)

После определения предельных деформаций бетона определялась граничная высота сжатой зоны по методике [3]. Затем определялась высота сжатой зоны бетона из условий равновесия сил в бетоне и арматуре:

$$R_s \times A_s = R_b \times A_b, \quad (4)$$

откуда с учетом выражения (2) получается квадратное уравнение

$$R_s \times A_s = (x^2 \times \text{tg} \alpha + c \times x) \times R_b. \quad (5)$$

После решения данного уравнения вычисляется предельный внутренний момент в рассматриваемом сечении. Относительно растянутой арматуры он определяется выражением:

$$M_{ult} = R_b \times A_b \times (h - a - \frac{x}{2}). \quad (6)$$

Полученное значение предельного внутреннего момента сравнивается с расчетным моментом M от внешних сил в сечении, проходящем через верхний (широкий) край пирамиды продавливания. Прочность при продавливании будет обеспечена при условии:

$$M \leq M_{ult} \quad (7)$$

В этих вычислениях принимается, что прочность переармированного сечения будет не меньше, чем у сечения, в котором высота сжатой зоны равна граничной высоте (как это обычно делается в теории железобетона). Таким образом, высота сжатой зоны x принимается не более граничной высоты, определенной с учетом предельных деформаций бетона по зависимости на рис. 6.

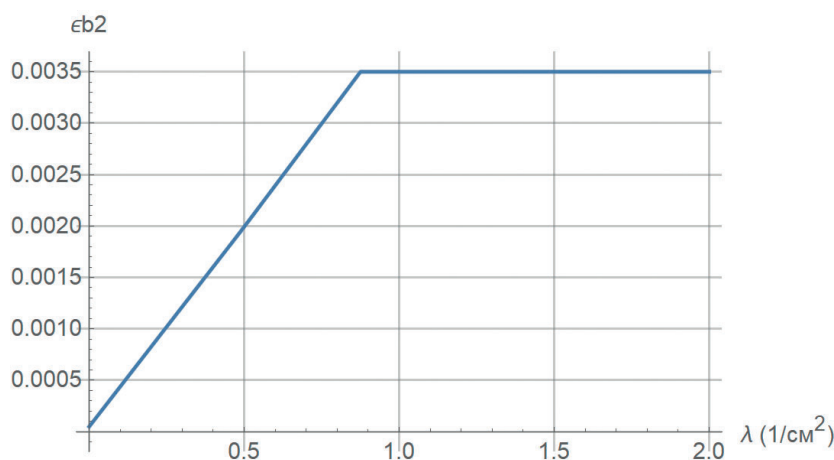


Рис. 6. Зависимость предельных относительных деформаций бетона при двухосном сжатии от условной гибкости плиты
Fig. 6. Dependence of ultimate relative strain of concrete under biaxial compression on the conditional flexibility of the slab

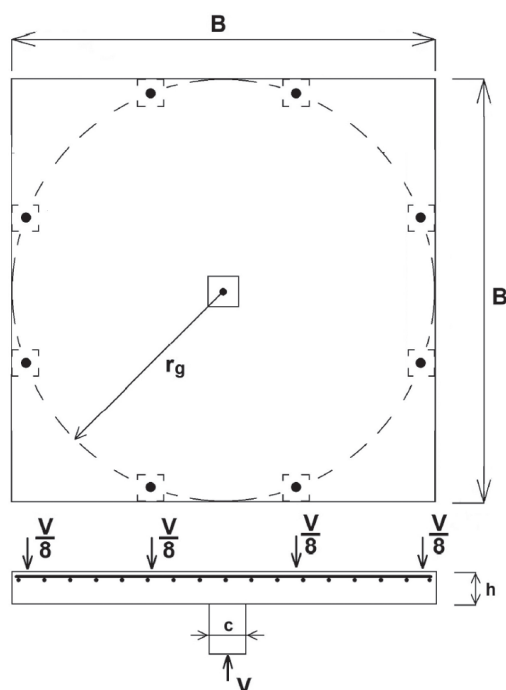


Рис. 7. Схема образцов из опытов A. Muttoni
Fig. 7. Samples from A. Muttoni experiments

Оценка точности разработанного метода расчета

Для практического применения предложенного метода расчета необходимо подтвердить, что момент от внешних сил, действующий на части поперечного сечения плиты, соответствующей верхнему краю пирамиды продавливания, с достаточной точностью уравнивается системой горизонтальных напряжений в бетоне и в арматуре (на каждой стороне пирамиды продавливания).

Как было отмечено выше, далеко не все экспериментальные данные пригодны для оценки точности расчета на продавливание. Поэтому сравнение результатов выполнялось с опытными данными, приведенными в статье [6] крупного зарубежного специалиста в области продавливания A. Muttoni, и с результатами численного моделирования [14] известного чешского специалиста в области железобетона V. Šervenka. Далее приводятся данные об опытных образцах (рис. 7, табл. 1), для которых выполняется сравнение, и результаты этого сравнения. При проведении расчетов моменты внешних сил принимались с учетом нелинейной работы материалов.

Таблица 1
Table 1

Оценка точности разработанного аналитического метода расчета Evaluation of the accuracy of the developed calculation method

Марка образца	B , м	h , м	h_0 , м	c , м	r_g , м	μ_s , %	R_s , МПа	$R_{b,c}$, МПа	$F_{экс.}$, кН	$\frac{F_{экс.}}{F_{АТЕНА}}$	$\frac{F_{экс.}}{F_{аналитич}}$
PG1	3,0	0,250	0,210	0,260	1,50	1,50	573	27,6	1023	1,113	1,105
PG2b	3,0	0,250	0,210	0,260	1,50	0,25	552	40,5	440	1,013	1,134
PG3	6,0	0,500	0,456	0,520	2,85	0,33	520	32,4	2153	0,975	0,872
PG4	3,0	0,250	0,210	0,260	1,50	0,25	541	32,2	408	0,972	1,084
PG5	3,0	0,250	0,210	0,260	1,50	0,33	555	29,3	550	0,997	1,121
PG7	1,5	0,125	0,100	0,130	0,752	0,75	550	34,7	241	0,830	1,051
PG8	1,5	0,125	0,117	0,130	0,752	0,28	525	34,7	140	0,958	1,043
PG9	1,5	0,125	0,117	0,130	0,752	0,22	525	34,7	115	0,983	1,082
PG10	3,0	0,250	0,210	0,260	1,50	0,33	577	28,5	540	0,946	1,064
PG11	3,0	0,250	0,210	0,260	1,50	0,75	570	31,5	763	0,827	0,802
										$\mu = 0,961$	$\mu = 1,036$
										$V = 0,087$	$V = 0,106$

Примечания:

B – длина стороны плиты;

c – длина стороны поперечного сечения колонны;

μ_s – коэффициент продольного растянутого армирования;

r_g – расстояние от центра плиты до области, где изгибающий момент равен 0;

$F_{экс.}$ – экспериментальная продавливающая сила;

$F_{АТЕНА}$ – продавливающая сила по результатам численного моделирования [14];

$F_{аналитич}$ – продавливающая сила, вычисленная разработанным методом;

R_s – напряжение текучести арматуры;

$R_{b,c}$ – цилиндрическая прочность бетона (при расчетах переводилась в кубиковую, а затем в призменную).

Выводы

1. Разработанный метод позволяет по-новому взглянуть на суть процесса продавливания. Рассмотрен механизм разрушения, обладающий принципиальными отличиями. Предложенное условие прочности позволяет корректно и непосредственно учесть работу всех видов арматуры в плите. Разработанная расчетная модель строго соответствует физической стороне процесса продавливания и превосходит по точности известные аналоги. В отличие от нее, все ранее предлагавшиеся расчетные модели, как отечественные, так и зарубежные, содержат серьезные противоречия физической стороне процесса.

2. Разработанный алгоритм расчета в некоторых своих положениях похож на алгоритм расчета прочности нормальных сечений при изгибе. При этом существенными отличиями являются выбор положения расчетного сечения, ломаная форма расчетного сечения, учет предельных деформаций бетона при многоосном напряженном состоянии.

3. В результате выполненных исследований полностью подтверждена основная гипотеза о том, что разрушение при продавливании происходит не в результате исчерпания прочности бетона на растяжение на наклонной грани пирамиды продавливания. Разрушение происходит, когда система внутренних усилий на грани пирамиды не может уравновесить момент внешних сил, действующий в расчетном сечении.

4. Точность результатов, получаемых при расчете разработанным методом, близка к точности расчетов методом конечных элементов с использованием одной из наиболее точных программ в данной области.

Список литературы

1. Einpaul J., Ruiz M.F., Muttoni A. Measurements of internal cracking in punching test slabs without shear reinforcement. *Magazine of Concrete Research*. 2018, no. 5, pp. 798–810.
2. Simoes J.T., Ruiz M.F., Muttoni A. Validation of the critical shear crack theory for punching of slabs without transverse reinforcement by means of a refined mechanical model. *Structural Concrete*. 2018, no. 19, pp. 191–216.
3. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
4. Силантьев А.С., Лучкин Е.А. Определение натурным испытанием вклада продольной арматуры и изгибающего момента в колонне в прочность плиты на продавливание. Особенности подготовки и моделирования образцов // Сборник докладов конференции: *Актуальные проблемы строительной отрасли и образования*, Москва, 30 сентября 2020 года. 2020. С. 162–169.
5. Kabantsev O.V., Krylov S.B., Trofimov S.V.

Numerical analysis of longitudinal reinforcement effect on RC slab punching shear resistance by strength and crack propagation criteria. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021, no. 17, pp. 21–33.

6. Guandalini S., Burdet O.L., Muttoni A. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. *ACI Structural Journal*. 2009, vol. 106, pp. 87–95.

7. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

8. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.

9. Коровин Н.Н., Голубев А.Ю. Продавливание толстых железобетонных плит // *Бетон и железобетон*. 1989. № 11. С. 20–23.

10. *fib Model Code for Concrete Structures* 2010.

11. Li K. K. L. Influence of size on punching shear strength of concrete slabs. McGill University, 2000, pp. 1–65.

12. Donmez A., Bazant Z.P. Size effect on punching strength of reinforced concrete slabs with and without shear reinforcement. *ACI Structural Journal*. 2017, vol. 114, pp. 875–886.

13. Ruiz M.F., Muttoni A. Size effect in shear and punching shear failures of concrete members without transverse reinforcement: Differences between statically determinate members and redundant structures. *Structural Concrete*. 2017, vol. 109, pp. 1–11.

14. Červenka V., Červenka J., Kadlec L. Model uncertainties in numerical simulations of reinforced concrete structures. *Structural Concrete*. 2018, pp. 1–13.

15. Lips S., Fernandez 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.

16. Birkle G. Punching of flat slabs: the influence of slab thickness and stud layout (Thesis). The University of Calgary, 2004, 217 p.

References

1. Einpaul J., Ruiz M.F., Muttoni A. Measurements of internal cracking in punching test slabs without shear reinforcement. *Magazine of Concrete Research*. 2018, no. 5, pp. 798–810.
2. Simoes J.T., Ruiz M.F., Muttoni A. Validation of the critical shear crack theory for punching of slabs without transverse reinforcement by means of a refined mechanical model. *Structural Concrete*. 2018, no. 19, pp. 191–216.
3. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. (In Russian).
4. Silantyev A.S., Luchkin E.A. Determination of the contribution of longitudinal reinforcement and bending moment in the column to the strength of the slab for punching by full-scale testing. Features of sample preparation and modeling. Collection of conference

reports: *Actual problems of the construction industry and education*, Moscow, September 30, 2020. 2020, pp. 162–169. (In Russian).

5. Kabantsev O.V., Krylov S.B., Trofimov S.V. Numerical analysis of longitudinal reinforcement effect on RC slab punching shear resistance by strength and crack propagation criteria. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021, no. 17, pp. 21–33.

6. Guandalini S., Burdet O.L., Muttoni A. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. *ACI Structural Journal*. 2009, no. 106, pp. 87–95.

7. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

8. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.

9. Korovin N.N., Golubev A.Yu. Punching of the thick reinforced concrete slabs. *Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete*. 1989, no. 11, pp. 20–23. (In Russian).

10. *fib Model Code for Concrete Structures* 2010.

11. Li K. K. L. Influence of size on punching shear strength of concrete slabs. McGill University, 2000, pp. 1–65.

12. Donmez A., Bazant Z.P. Size effect on punching strength of reinforced concrete slabs with and without shear reinforcement. *ACI Structural Journal*. 2017, no. 114, pp. 875–886.

13. Ruiz M.F., Muttoni A. Size effect in shear and punching shear failures of concrete members without transverse reinforcement: Differences between statically determinate members and redundant structures. *Structural Concrete*. 2017, vol. 109, pp. 1–11.


14. Červenka V., Červenka J., Kadlec L. Model uncertainties in numerical simulations of reinforced concrete structures. *Structural Concrete*. 2018, pp. 1–13.

15. Lips S., Fernandez 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.


16. Birkle G. Punching of flat slabs: the influence of slab thickness and stud layout (Thesis). The University of Calgary, 2004, 217 p.

Информация об авторах /

Information about the authors

Сергей Борисович Крылов , д-р техн. наук, заведующий лабораторией механики железобетона, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: niizhb_lab8@mail.ru

Sergey B. Krylov , Dr. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niizhb_lab8@mail.ru

Олег Васильевич Кабанцев, д-р техн. наук, директор научно-технических проектов, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции», НИУ МГСУ, Москва


e-mail: ovk531@gmail.com

Oleg V. Kabantsev, Dr. Sci. (Engineering), Director for Scientific and Technical Projects, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow

e-mail: ovk531@gmail.com

Сергей Владиславович Трофимов, аспирант кафедры «Железобетонные и каменные конструкции», НИУ МГСУ; научный сотрудник лаборатории механики железобетона, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Sergey V. Trofimov, Postgraduate student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University); Researcher of the Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

 Автор, ответственный за переписку / Corresponding author