

## СРАВНЕНИЕ ДОСТОВЕРНОСТИ СОВРЕМЕННЫХ ЗАРУБЕЖНЫХ И ОТЕЧЕСТВЕННЫХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Молош В.В.

### Введение

В угоду современным архитектурным решениям все больше жилых и общественных зданий возводят с применением железобетонного монолитного каркаса, где в качестве основных несущих элементов выступают вертикальные колонны и горизонтальные плиты перекрытий, покрытий и фундаментов. Наименее изученным элементом таких каркасов является узел, в котором соединяется плита и колонна. В таких узлах возникает сложное трехосное напряженно-деформированное состояние при одновременном действии изгиба и среза. При этом сопротивление изгибу не всегда исчерпывается полностью. В этом случае вокруг по периметру колонны формируется система наклонных трещин. Разрушение узлов при достижении предельного состояния несущей способности происходит как правило хрупко в результате продавливания плиты и сопровождается выделением из тела плиты фрагмента бетона конической формы (пирамиды продавливания). Хрупкий характер разрушения обусловлен свойствами материала, а также условиями деформирования. В результате деформации в плите накапливается потенциальная энергия деформации, которая после образования и раскрытия наклонной трещины в теле плиты приводит почти к мгновенному разрушению с характерным «щелчком».

В течение прошедшего XX века были проведены многочисленные экспериментальные и теоретические исследования, посвященные изучению поведения локальной зоны сопряжения железобетонной колонны и железобетонной монолитной плиты, целью которых было осознание особенностей деформирования плиты под нагрузкой, особенностей перераспределения внутренних сил и создание безопасной модели сопротивления срезу при продавливании.

Несмотря на внешнюю простоту в изготовлении и функциональность в применении железобетонных монолитных плит, получить расчетную модель, отвечающую фундаментальным физическим представлениям, оказалось не просто. К настоящему времени предложен целый ряд полуэмпирических моделей проверки сопротивления срезу при продавливании, базирующихся на уравнениях статики, классических критериях разрушения и уравнениях, описывающих физические свойства материалов. Но, тем не менее, в наиболее известных нормативных документах стран западной Европы [3] **Ошибка! Источник ссылки не найден.**, 4], а также в нормах Республики Беларусь [1, 2], применены исключительно эмпирические подходы.

Следует отметить, что основные экспериментальные исследования, направленные на изучение сопротивления железобетонных плит действию продавливающей нагрузки, выполнены для нагруженных симметрично плит с центральной колонной. Исследования плит с крайними и угловыми колоннами, а также с учетом внецентренного приложения нагрузки, проводились в значительно меньшем количестве. Тем более важным является вопрос достоверности расчетных моделей сопротивления срезу при продавливании таких плит.

В настоящей работе кратко изложены основные расчетные процедуры, применяемые для определения сопротивления продавливанию железобетонных плит в СНБ 5.03.01 [1], ТКП EN 1992 [2], вышедшем в этом году проекте prEN 1992-1-1:2018 [3] и *fib* Model Code 2010 [4], а также приведены результаты верификации расчетных моделей сопротивления продавливанию указанных нормативных документов.

## 1 Расчетные модели для определения сопротивления срезу при продавливании

### 1.1 СНБ 5.03.01.2003 [1]

Согласно расчетной модели [1] прочность на продавливание следует определять вдоль расчетного критического периметра  $u$ , отстоящего на расстоянии  $l_s = 1,5d$  (где  $d$  – рабочая высота сечения плиты) от внешних граней колонны (площади приложения нагрузки) (см. рис. 1). Результирующую поперечную силу  $v_{Sd}$ , действующую по длине критического периметра предложено определять по формуле

$$v_{Sd} = V_{Sd} \cdot \bar{\beta} / u, \quad (1)$$

где  $\bar{\beta}$  – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения продавливающего усилия; в случае отсутствия эксцентриситета следует принимать  $\bar{\beta} = 1,0$ , в остальных ситуациях для средних колонн  $\bar{\beta} = 1,15$ , для крайних –  $\bar{\beta} = 1,4$ , для угловых –  $\bar{\beta} = 1,5$ .

Сопротивление местному срезу плиты без поперечного армирования рекомендовано проверять из условия

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c1} = \left[ 0,12k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10\sigma_{cp} \right] \cdot d \geq (0,4f_{ctd} - 0,10\sigma_{cp}) \cdot d, \quad (2)$$

где  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  ( $d$  – в мм);  $d = 0,5(d_x + d_y)$ ,

$d_x, d_y$  – рабочая высота плиты в  $x$ -направлении и  $y$ -направлении соответственно, определяемая в критическом сечении;

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02,$$

$\rho_{lx}, \rho_{ly}$  – коэффициенты армирования для стержней, имеющих сцепление с бетоном, в направлении  $x$  и  $y$  соответственно. Коэффициенты  $\rho_{lx}$  и  $\rho_{ly}$  следует рассчитывать как средние значения для ширины плиты, равной ширине колонны плюс  $3d$  в каждую сторону;

$$\sigma_{cp} = 0,5(\sigma_{cx} + \sigma_{cy}),$$

здесь  $\sigma_{cx}, \sigma_{cy}$  – нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлению осей  $x$  и  $y$  (при сжатии необходимо принимать со знаком «минус»).

Если условие (2) не выполняется, поперечную арматуру следует устанавливать по расчету. Сопротивление срезу при продавливании плиты с поперечной арматурой рекомендовано проверять из условий:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,max}, \quad (3)$$

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c}, \quad (4)$$

где  $v_{Rd,max} = 1,4v_{Rd,c}$ ,

$$v_{Rd,c} = v_{Rd,c1} + \frac{\sum(A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha)}{u}, \quad (5)$$

$\sum(A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha)$  – сумма составляющих усилий, воспринимаемых поперечной арматурой в направлении приложения продавливающей силы;  $\alpha$  – угол наклона поперечной арматуры к плоскости плиты.

Расчитанное по формуле (5) поперечное армирование следует размещать в пределах критической площади (расчетная (критическая) площадь – площадь, заключенная внутри расчетного (критического) периметра). При этом минимальная толщина армированной плиты в пределах критической площади должна составлять не менее 200 мм, а минимальный процент армирования определяется по формуле

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha}{A_{crit} - A_{load}}, \quad (6)$$

где  $A_{crit}, A_{load}$  – соответственно площадь поверхности внутри критического периметра (критическая площадь) и площадь приложения локальной нагрузки.



## 1.2 ТКП EN 1992 [2]

В расчетах на продавливание по ТКП EN 1992 [2] рекомендовано выполнять ряд проверок:

- вдоль периметра колонны или периметра площади приложения нагрузки:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max};$$

- поперечная арматура из расчета по основному контрольному периметру  $u_1$  не требуется, если соблюдается условие

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c};$$

- если значение  $v_{Ed}$  превышает  $v_{Rd,c}$  для рассматриваемого контрольного сечения, необходимо предусматривать установку поперечной арматуры; необходимо определить периметр  $u_{out,ef}$ , для которого далее не требуется установка поперечной арматуры.

Здесь  $v_{Rd,c}$  – расчетное значение сопротивления срезу при продавливании плиты без поперечной арматуры в рассматриваемом контрольном сечении;  $v_{Rd,cs}$  – расчетное значение напряжений при сопротивлении срезу при продавливании плиты с поперечной арматурой в основном контрольном сечении;  $v_{Rd,max}$  – расчетное значение максимального напряжения при сопротивлении срезу при продавливании в основном контрольном сечении. Основным контрольным периметром  $u_1$  может быть в общем случае принят на расстоянии  $l_s = 2,0d$  от площади нагружения и должен быть построен таким образом, чтобы его длина была минимальной.

Максимальное напряжение среза может быть определено по формуле

$$v_{Ed} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{u_i d}, \quad (8)$$

где  $d$  – то же, что в формуле (2);  $u_i$  – длина рассматриваемого контрольного периметра.

Для плит, в которых величина изгибающих моментов не зависит от конструкции узла сопряжения плиты и колонны и смежные пролеты различаются по длине не более чем на 25%, для  $\bar{\beta}$  могут быть применены приближенные значения: для колонн в центре плит  $\bar{\beta} = 1,15$ , на краю плит –  $\bar{\beta} = 1,4$ , в углах плит –  $\bar{\beta} = 1,5$ , подобно тому, как в СНБ 5.03.01.2003 [1].

Сопротивление срезу при продавливании плит без поперечной арматуры рекомендовано определять для основного контрольного сечения, пересекающего плиту вдоль основного контрольного периметра  $u_1$ , по формуле, не отличающейся принципиально от зависимости (2):

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp}, \quad (9)$$

где  $f_{ck}$  в [МПа];  $k, d, \rho_l, \sigma_{cp}$  – определяют аналогично, как в формуле (2).

Значения  $C_{Rd,c}, v_{min}$  и  $k_1$  предложено указывать в Национальном приложении. Рекомендуемые значения: для  $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$ , для  $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ , для  $k_1 = 0,1$ .

Если требуется поперечная арматура, то проверку сопротивления рекомендовано выполнять по формуле

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 d} \sin \alpha, \quad (10)$$

где  $A_{sw}$  – площадь сечения поперечной арматуры одного периметра вокруг колонны, мм<sup>2</sup>;  $s_r$  – радиальное расстояние между периметрами поперечной арматуры, мм;  $f_{ywd,ef}$  – эффективное расчетное значение сопротивления поперечной арматуры, МПа

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d f_{ywd};$$

$u_1$  – в мм;  $\alpha$  – угол между поперечной арматурой и плоскостью плиты.

При одном единственном ряде отогнутых стержней для отношения  $d/s_r$  в формуле (10) используется значение 0,67.

Сопротивление срезу при продавливании по периметру колонны ограничено максимальным значением:

$$v_{Ed} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd, \max} = 0,24 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}, \quad (11)$$

где  $u_0$ : для центральной колонны –  $u_0$  – минимальный замкнутый периметр, мм; для крайней колонны –  $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ , мм; для угловой колонны –  $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$ , мм;  $c_1$  – ортогональный к краю плиты размер грани крайней колонны и соответствующий ему по направлению размер грани угловой колонны,  $c_2$  – размер колонны, ортогональный к размеру  $c_1$ .

Контрольный периметр  $u_{out}$  (или  $u_{out,ef}$  (рис.1)), для которого не требуется поперечная арматура, необходимо определять по формуле

$$u_{out,ef} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} d}. \quad (12)$$

Наиболее удаленный периметр поперечной арматуры должен быть расположен на расстоянии не более  $kd$  ( $k = 1,5$ ) по направлению внутрь от  $u_{out}$  (или  $u_{out,ef}$  (рис.1)).

### 1.3 Проект prEN 1992-1-1:2018 [3]

В соответствии с положениями проекта prEN 1992-1-1:2018 [3] при расчете сопротивления продавливанию проверяют следующие условия:

I. Детальную проверку сопротивления продавливанию допускается не выполнять при соблюдении условия:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd, \min}. \quad (13)$$

II. Для плит без поперечной арматуры проверяют выполнение условия:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}. \quad (14)$$

III. В тех случаях, когда  $\tau_{Ed} > \tau_{Rd,c}$ , необходимо устанавливать поперечную арматуру, обеспечив выполнение условия:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs}. \quad (15)$$

IV. В случаях применения поперечной арматуры, касательные напряжения по контрольному периметру не должны быть больше максимального сопротивления срезу при продавливании:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd, \max}. \quad (16)$$

V. Для плит с поперечной арматурой необходимо проверить сопротивление по периметру  $b_{0,out}$ , после которого поперечное армирование устанавливать не требуется.

Расчетное напряжение среза при продавливании  $\tau_{Ed}$  необходимо рассчитывать по формуле:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_e}{b_0 d_v}, \quad (17)$$

где  $V_e$  – продавливающая сила;  $\beta_e$  – коэффициент, учитывающий внецентренное приложение нагрузки;  $b_0$  – длина контрольного периметра, расположенного на расстоянии  $l_s = 0,5d_v$  от площади приложения нагрузки и построенного таким образом, чтобы его длина была минимальной;  $d_v$  – эффективная высота поперечного сечения;  $d_v = 0,5(d_{v,x} + d_{v,y})$ .

Для плит, в которых величина изгибающих моментов не зависит от конструкции узла сопряжения плиты и колонны, а смежные пролеты не отличаются длиной более 25%, для ко-

эффицента  $\beta_e$  могут быть приняты значения: для центральной колонны  $\beta_e = 1,15$ ; для крайней колонны  $\beta_e = 1,4$ ; для угловой колонны  $\beta_e = 1,5$ ; для угловой стены  $\beta_e = 1,2$ .

Минимальное сопротивление срезу при продавливании  $\tau_{Rd,min}$  рекомендовано рассчитывать следующим образом:

$$\tau_{Rd,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck} d_{dg}}{f_{yd} d_v}}, \text{ в (МПа)}, \quad (18)$$

где  $f_{yd}$  – предел текучести продольной арматуры, в МПа;  $d_{dg}$  – параметр, учитывающий шероховатость поверхности разрушения, принимаемый в зависимости от типа бетона и величины крупного заполнителя:

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 \text{ [мм]} \text{ для бетонов с } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$$

$$d_{dg} = 16 + D_{lower} (60 / f_{ck})^2 \leq 40 \text{ [мм]} \text{ для бетонов с } f_{ck} > 60 \text{ МПа};$$

где  $D_{lower}$  – наименьший размер зерна крупного заполнителя.

Сопротивление срезу при продавливании плит без поперечной арматуры следует определять по формуле:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} k_{pb} \left( 100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}, \text{ в [МПа]}, \quad (19)$$

где  $f_{ck}$  в [МПа];  $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}}$ ;  $\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}$  – коэффициенты продольного армирования в направлении осей  $x$  и  $y$  соответственно, определяемые как средние значения по ширине расчетной полосы плиты  $b_s$ , равной ширине колонны плюс  $3d_v$  в каждую сторону для средней колонны и плюс  $\leq 3d_v$  для крайней и угловой колонн; величина  $k_{pb}$  может быть вычислен по формуле:

$$k_{pb} = \sqrt{5 \mu_p \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5,$$

$\mu_p$  – коэффициент, учитывающий соотношение продавливающей силы и изгибающего момента в области контрольного периметра. Его величина может быть установлена следующим образом:  $\mu_p = 8$  – для центральной колонны;  $\mu_p = 4$  – для крайней колонны;  $\mu_p = 2$  – для угловой колонны.

Если по расчету требуется устанавливать поперечную арматуру, то сопротивление срезу при продавливании необходимо рассчитывать по формуле:

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd}, \quad (20)$$

где

$$\eta_c = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed}, \quad (21)$$

$$\eta_s = \left( 15 \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/2} \left( \frac{1}{\eta_c k_{pb}} \right)^{3/2} \leq 0,8, \quad (22)$$

$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t}$  – коэффициент поперечного армирования;  $A_{sw}$  – площадь одного стержня по-

перечной арматуры;  $s_r$  – радиальное расстояние между периметрами поперечной арматуры ( $s_r = s_1$ );  $s_t$  – среднее тангенциальное расстояние между стержнями поперечной арматуры, измеренное по критическому периметру (длина критического периметра, деленная на количество пересеченных периметром рядов арматуры).

Сопротивление срезу при продавливании должно быть ограничено максимальным значением:

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}, \quad (23)$$

где коэффициент  $\eta_{sys} = 1,5$  – для поперечных стержней;  $\eta_{sys} = 1,8$  – для стержней с концевыми анкерами.

Контрольный периметр, на котором не требуется устанавливать поперечную арматуру ( $b_{0,out}$ , см. рис. 1), может быть определен, по формуле:

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left( \frac{d_v}{d_{v,out}} \frac{1}{\eta_c} \right)^2. \quad (24)$$

где  $d_{v,out}$  – представляет собой внешнюю устойчивую к сдвигу эффективную высоту;  $\eta_c$  – следует определять так же, как в выражении (21).

Самый внешний периметр поперечной арматуры должен располагаться на расстоянии не более  $0,5d_v$  от периметра  $b_{0,out}$  вглубь контрольной площади продавливания (рис.1).

#### 1.4 fib Model Code 2010 [4]

В соответствии с [4] расчетное продавливающее усилие рассчитывают как равнодействующую перерезывающих сил, действующих на длине базового контрольного периметра  $b_1$ . Базовый контрольный периметр располагают на расстоянии  $l_s = 0,5d$  от периметра колонны или площади приложения нагрузки (рис. 1) и конструируют минимальной длины.

Расчетное сопротивление срезу при продавливании следует рассчитывать, как сумму составляющих:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed}, \quad (25)$$

где  $V_{Rd,c}$  – составляющая расчетного сопротивления срезу при продавливании, воспринимаемая бетоном;  $V_{Rd,s}$  – составляющая расчетного сопротивления, воспринимаемая арматурой.

Составляющую расчетного сопротивления продавливанию  $V_{Rd,c}$  рекомендовано рассчитывать по формуле:

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d, \quad (26)$$

где  $f_{ck}$  – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;  $\gamma_c$  – частный коэффициент безопасности по материалу.

В формуле (26) параметр  $k_{\psi}$  рассчитывается в зависимости от угла поворота плиты относительно опорной площади по формуле:

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0,6. \quad (27)$$

Составляющая расчетного сопротивления, воспринимаемого за счет поперечной арматуры, рассчитывается по формуле:

$$V_{Rd,c} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sw} \cdot \sin \alpha, \quad (28)$$

где  $\sum A_{sw}$  – суммарная площадь всех поперечных стержней, надлежащим образом заанкеренных в бетоне и пересекающих поверхность потенциального разрушения (коническая поверхность с наклоном грани под углом  $45^\circ$ ) в пределах участка, ограниченного периметрами от  $0,35d_v$  до  $1,0d_v$ ;  $k_e$  – коэффициент, указывающий уменьшение контрольного периметра для случая внецентренное приложение продавливающего усилия; если возникновение изгибающих моментов в колонне не зависит от конструкции сопряжения плиты и колонны и смежные пролеты не отличаются по длине более чем на 25%, коэффициент

$k_e = 0,9$  для центральной колонны,  $k_e = 0,7$  для крайней колонны,  $k_e = 0,65$  для угловой колонны,  $k_e = 0,75$  для угловой стен;  $\alpha$  – угол наклона относительно горизонтали стрежней поперечной арматуры;  $k_{dg}$  – коэффициент, зависящий от размеров крупного заполнителя

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75, \quad (29)$$

где  $d_g$  – максимальный диаметр крупного заполнителя, в мм.

Напряжение в поперечной арматуре  $\sigma_{swd}$  может быть рассчитано по формуле:

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \Psi}{6} (\sin \alpha + \cos \alpha) \left( \sin \alpha + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \frac{d}{\varphi_w} \right) \leq f_{ywd}, \quad (30)$$

где  $\varphi_w$  – диаметр поперечной арматуры;  $f_{ywd}$  – предел текучести поперечной арматуры; для арматуры периодического профиля может быть принято значение  $f_{bd} = 3$  МПа.

С целью обеспечения требуемой деформативности (способности к повороту) рекомендовано, чтобы составляющая сопротивления за счет поперечной арматуры удовлетворяла условию  $V_{Rd,s} \geq 0,5 \cdot V_{Rd}$ .

Максимальное значение сопротивления срезу при продавливании ограничивается условием:

$$V_{Rd,max} = k_{sys} \cdot k_{\Psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 \cdot d_v \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_e} b_0 \cdot d_v, \quad (31)$$

где  $k_{sys} = 2,0$ .

При вычислении углов поворота плиты на опоре предлагается использовать несколько уровней приближения (англ. *approximation level*).

По *первому уровню аппроксимации* при проектировании регулярных плит безопасное значение угла поворота может быть получено по упрощенной формуле:

$$\Psi = 1,5 \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d E_s}, \quad (32)$$

где  $r_s$  – положение сечения, в котором изгибающий радиальный момент равняется нулю (расстояние отсчитывается от оси колонны). Значение  $r_s$  для регулярных плит с соотношением пролетов ( $L_x / L_y$ ) в пределах от 0,5 до 2,0 может быть принято равным  $0,22L_x$  и  $0,22L_y$  соответственно.

В случае, когда плиты воспринимают значительные изгибающие моменты и выполняется перераспределение внутренних усилий, рекомендуется использовать *аппроксимацию второго уровня*:

$$\Psi = 1,5 \frac{r_s \cdot f_{yd}}{d E_s} \left( \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1,5}, \quad (33)$$

где  $m_{Ed}$  – среднее значение расчетного изгибающего момента на единицу длины опорной полосы в районе колонны;  $m_{Rd}$  – расчетное сопротивление изгибу плиты на единицу длины опорной полосы.

Ширину расчетной опорной полосы (ширину плиты, включающую ширину колонны и ширину плиты в обе стороны от колонны) следует определять по формуле:

$$b_s = 1,5 \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{min}. \quad (34)$$

Среднее значение изгибающего момента ( $m_{Ed}$ ) может быть определено по упрощенным зависимостям:

- для внутренних колонн:  $m_{Ed} \cong V_{Ed} / 8$ ;
- для угловых колонн:  $m_{Ed} \cong V_{Ed} / 2$ .

Кроме того, *fib* Model Code 2010 [4] в отличие от ТКП EN1992-1-1 [2] и СНБ 5.03.01 [1] содержит формулу для расчета углов поворота плит, выполненных с предварительным напряжением:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left( \frac{m_{Ed} - m_{pd}}{m_{Rd} - m_{pd}} \right)^{1,5}, \quad (35)$$

где  $m_{pd}$  – момент декомпрессии для средней опорной полосы, ширина которой определяется согласно [10].

При *аппроксимации третьего уровня* в ф. (35) коэффициент 1,5 заменяется на коэффициент 1,2, если:

- расстояние  $r_s$  рассчитывается по линейно-упругой модели сопротивления для плит;
- $m_{Ed}$  рассчитывается по линейно-упругой модели для плит как среднее значение изгибающего момента в опорной полосе.

При *аппроксимации четвертого уровня* значение угла поворота  $\psi$  определяется непосредственно из результатов нелинейного расчета конструктивной системы с учетом трещинообразования, перераспределения усилий и других нелинейных эффектов (например, методом конечных элементов, конечных разностей и т.д.).

## 2 Анализ и проверка достоверности расчетных моделей

Можно отметить, что модели сопротивления срезу при продавливании, использованные в нормах [1, 2, 3] в целом достаточно схожи. Фактически они представляют собой одну и ту же эмпирическую модель и отличаются лишь рядом эмпирических коэффициентов, корректирующих в той или иной степени величину сопротивления срезу при продавливании. В наибольшей мере это свойственно проверкам сопротивления срезу при продавливании плит без поперечной арматуры. В основу критерия разрушения таких элементов положена зависимость вида  $(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$ , связывающая влияние продольной арматуры и прочности бетона при сжатии на величину продавливающей силы.

Среди них можно выделить расчет по prEN 1991-1-1 [3]. В критерии (19) разработчики внесли отношение  $d_{dg}/d_v$ , и тем самым попытались учесть влияние шероховатости поверхностей бетона в наклонной трещине и влияние эффективной высоты плиты. В такой постановке задачи функция изменяется монотонно, а ее рост на определенном этапе ограничивают введением дополнительного условия  $0,6/\gamma_c \cdot \sqrt{f_{ck}}$ , превышение которого не допускается. И если увеличение площади продольной арматуры в сечении и прочности бетона при сжатии будут сопровождаться увеличением величины сопротивления срезу при продавливании, то увеличение рабочей высоты плиты формально приведет к его снижению. В целом это может быть возможно, но скорее для плит большой толщины. По мнению автора, в расчетной модели [3] также более точно учтено влияние внецентренного приложения нагрузки.

Более существенные изменения в prEN 1991-1-1 [3] получил расчет плит с поперечной арматурой. Величина усилия, воспринимаемого поперечной арматурой, также зависит от отношения  $(d_{dg}/d_v)^{1/2}$ . Это снижает влияние поперечной арматуры с увеличением рабочей высоты плиты.

Расчетная модель *fib* Model Code 2010 [4] базируется на критерии, в основу которого положена предпосылка, что разрушение при продавливании в предельном состоянии происходит в результате исчерпания сопротивления в наклонной трещине, вызванного зацеплением контактирующих в трещине поверхностей бетона. Этот критерий детально изучался швейцарским исследователем Aurelio Muttoni [6] и формально аналогичным вошел в нормы [4]. В модели предложено четыре уровня приближения в определении угла поворота плиты в наклонной трещине от самого простого линейного расчета, до нелинейного с применением ме-

тодов конечных элементов или конечных разностей. От величины угла поворота плиты на прямую зависит ширина раскрытия наклонной трещины, что в сочетании со степенью шероховатости бетона в трещине существенно влияет на величину касательных напряжений, вызванных зацеплением контактирующих в трещине поверхностей бетона. Формально данный подход реализован введением коэффициента  $k_{\psi}$ , определяемого по формуле (27).

С конструктивной точки зрения рассматриваемые модели отличаются в основном подходами к формированию базового контрольного периметра.

Проверка достоверности и сравнение моделей сопротивления срезам при продавливании, использованных в нормативных документах [1, 2, 3, 4] выполнена путем сравнения экспериментальных и расчетных значений продавливающих сил. Экспериментальные данные содержали информацию об образцах, исследованных как зарубежными авторами, так и самостоятельно [7]. Были сформированы несколько выборок. В первой выборке были собраны необходимые данные об образцах плит без поперечной арматуры с колонной в центре плиты. Объем выборки составил 250 экспериментальных образцов. Данных об аналогичных образцах с поперечной арматурой на данном этапе найдено не было. Были также сформированы выборки: плит без поперечной арматуры с колонной в углу плиты (78 опытных образцов); плит без поперечной арматуры с колонной у края плиты (84 опытных образца); плит с поперечной арматурой и колонной в углу плиты (7 опытных образцов); плит с поперечной арматурой и колонной у края плиты (17 опытных образцов).

Сравнивая результаты расчетов, выполненных по описанным выше моделям и экспериментальных испытаний, можно отметить, что наиболее точные значения продавливающих сил были получены для плит без поперечной арматуры с центральной колонной. В этом случае расчетные значения наиболее плотно сгруппированы относительно экспериментальных значений, имеют закономерное распределение и относительно небольшой размах (рисунок 2, а). Это подтверждается результатами статистического анализа, приведенными в таблице 1. Для таких плит разница между минимальным и максимальным значениями отношений  $V_{Rd} / V_{Ed}$  (размах) относительно не велика, коэффициент корреляции близок единице, относительно небольшие коэффициенты вариаций относительно собственного среднего значения отношений  $V_{Rd} / V_{Ed}$  и для вектора ошибок расчетной модели  $\delta$ .

Следует уточнить, что при этом все модели показывают достаточно большой поправочный коэффициент  $b$  для среднего значения отношений  $V_{Rd} / V_{Ed}$ , что свидетельствует о значительном запасе сопротивления. Такая закономерность не соблюдается для плит без поперечной арматуры с угловой колонной (рисунок 2, б) и крайней колонной (рисунок 2, в), а так же для таких плит с поперечной арматурой (рисунок 2, г, д). Расчетные значения продавливающих сил для таких плит имеют не плотное распределение с большим размахом, что подтверждают минимальные и максимальные значения отношений  $V_{Rd} / V_{Ed}$  (таблица 1).

При этом модель *fib* Model Code 2010 [4] практически во всех случаях дает значительное превышение расчетных значений продавливающего усилия для всех плит и особенно для плит без поперечной арматуры с угловой колонной и крайней колонной. Среднее расчетное значение продавливающих сил по модели *fib* Model Code 2010 [4] на 30%-60% превышает экспериментальное среднее, а величина отдельных значений – зачастую в несколько раз. По всем статистическим данным эта модель показывает самый неблагоприятный результат.

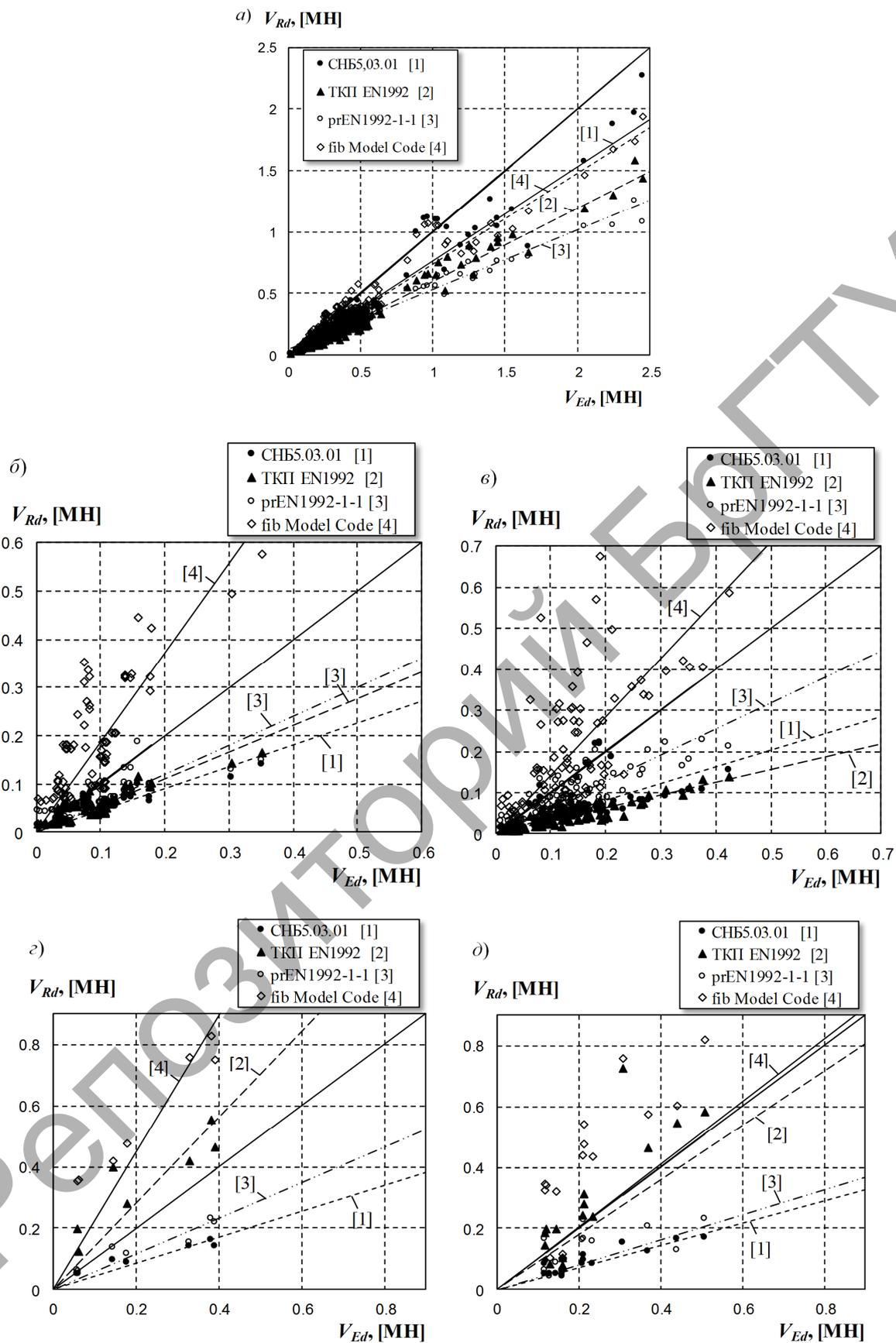


Рисунок 3 – Соотношения расчетных и экспериментальных предельных продавливающих сил для плит: а) без поперечной арматуры с колонной в центре; б), в) без поперечной арматуры с колонной соответственно в углу и у края; г) д) с поперечной арматуры с колонной соответственно в углу и у края

Таблица 2 – Результаты статистического анализа при сравнении расчетных и экспериментальных величин продавливающих сил

Нормативный документ	$\min\left(\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}\right)$	$\max\left(\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}\right)$	$m\left(\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}\right)$	$r_{ik}$	$V_x, \%$	$b$	$V_\delta, \%$
2	3	4	5	6	7		8
<b>Плиты без поперечной арматуры с колонной в центре</b>							
СНБ 5.03.01 [1]	0,049	0,818	0,435	0,949	31,2	1,722	38,1
ТКП EN 1992-1 [2]	0,334	0,802	0,575	0,984	16,9	1,647	17,7
prEN 1992-1-1 [3]	0,361	0,93	0,645	0,978	17	1,754	07,6
fib Model Code [4]	0,405	1,314	0,791	0,964	23,1	1,263	23
<b>Плиты без поперечной арматуры с колонной в углу плиты</b>							
СНБ 5.03.01 [1]	0,302	4,289	0,618	0,812	80,5	2,022	26,5
ТКП EN 1992-1 [2]	0,364	5,06	0,741	0,854	79,1	1,673	25,3
prEN 1992-1-1 [3]	0,404	12,353	0,987	0,718	147	1,443	32,5
fib Model Code [4]	0,862	19,61	2,525	0,744	91,2	0,469	31,4
<b>Плиты без поперечной арматуры с колонной у края плиты</b>							
СНБ 5.03.01 [1]	0,212	1,531	0,488	0,634	57,1	1,919	25,8
ТКП EN 1992-1 [2]	0,153	0,751	0,323	0,917	34,3	3,069	18,2
prEN 1992-1-1 [3]	0,329	3,397	0,778	0,808	59,7	1,412	25,4
fib Model Code [4]	0,577	6,859	1,749	0,677	70,4	0,566	33
<b>Плиты с поперечной арматурой и колонной в углу плиты</b>							
СНБ 5.03.01 [1]	0,358	0,858	0,572	0,978	34,6	2,279	5,3
ТКП EN 1992-1 [2]	1,181	3,331	1,926	0,899	42,1	0,667	6,1
prEN 1992-1-1 [3]	0,468	1,019	0,731	0,952	29	1,666	4,6
fib Model Code [4]	1,914	5,887	3,332	0,983	50	0,425	7
<b>Плиты с поперечной арматурой и колонной у края плиты</b>							
СНБ 5.03.01 [1]	0,302	0,748	0,419	0,984	31,6	2,696	6,9
ТКП EN 1992-1 [2]	0,465	2,334	1,156	0,864	41,4	0,967	11,4
prEN 1992-1-1 [3]	0,258	1,47	0,631	0,877	57,8	2,114	13,3
fib Model Code [4]	0,621	2,873	1,754	0,754	47,2	0,742	14,6
В таблице приняты следующие обозначения:							
min, max, m – соответственно минимальное, максимальное и среднее значения; $r_{ik}$ – коэффициент корреляции расчетных и экспериментальных сопротивлений продавливанию; $b$ – поправочный коэффициент для среднего значения; $V_\delta$ – коэффициент вариации для вектора ошибок $\delta$ .							

Расчетные модели ТКП EN 1992 [2] и prEN 1992-1-1:2018 [3] можно отметить, как самые точные, имеющие не только для плит без поперечной арматуры с центральной колонной, но и для плит с угловой колонной и крайней колонной наилучшие значения коэффициента корреляции  $r_{ik}$ , коэффициента вариации  $V_x$  относительно средних отношений  $V_{Rd} / V_{Ed}$  и коэффициента вариации вектора ошибок  $V_\delta$ . Исключение составляют изучаемые плиты с поперечной арматурой, для которых наилучшие результаты статистических данных получены по модели СНБ 5.03.01.2003 [1]. Эта модель достаточно консервативна и показывает для всех плит значительный запас прочности, за исключением отдельных случаев.

Следует также отметить, что несовершенство полученных результатов статистического сравнительного исследования может возникать в силу ряда неопределенностей: возможных неточностей при выполнении экспериментальных исследований; неточностей оценки результатов; ошибок, возникающих при сборе существующих ранее данных других исследователей; несовершенств моделей плит, применяемых при испытании (плиты малых размеров,

не соответствующие применяемым в строительстве); использование численных исследований с применением расчетных программ на базе метода конечных элементов взамен испытаниям натуральных образцов и т.д.

### Заключение

1. Модели сопротивления срезу при продавливании, использованные в современных отечественных и зарубежных нормативных документах, являются эмпирическими, полученными путем математической аппроксимации результатов испытаний опытных элементов, которые были проведены в течение прошлого века зарубежными исследователями.

2. К настоящему времени наиболее детально изучено сопротивление срезу при продавливании плит без поперечной арматуры с центральной колонной. Это подтверждено результатами статистического исследования, приведенными в таблице 1.

3. Из анализа следует, что в данных, взятых из литературных источников, возможно наличие несовершенств, вызывающих целый ряд неточностей в расчетах и искажающих общую картину результатов расчета.

4. На основании анализа оценок сопротивления срезу при продавливании плит без поперечной арматуры с центральной, угловой и крайней колонной, а также плит с поперечной арматурой с угловой и крайней колонной, выполненного по результатам расчетов и сравнения с имеющимися экспериментальными данными можно отметить: наиболее консервативна модель, содержащаяся в СНБ 5.03.01.2003 [1]; наиболее точные модели ТКП EN 1992 [2] и prEN 1992-1-1:2018 [3] (для разных плит по разному); модель *fib* Model Code 2010 [4] показывает превышение расчетных значений сопротивления срезу при продавливании и особенно для плит с угловой или крайней колонной.

### Список источников

1. Бетонные и железобетонные конструкции = Бягонныя і жалезабягонныя канструкцыі : СНБ 5.03.01-2003. – Введ. 20.06.2002. – Минск : РУП «Стройтехнорм» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 146 с.

2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1 : Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1. – Введен 10.12.2009. – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2009. – 207 с.

3. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures : prEN 1992-1-1:2018 Eurocode 2. – Final draft of April 2018 by the Project Team SC2.T1 working on Phase 1 of the CEN/TC 250 work programme under Mandate M/515. – 293 p.

4. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), Switzerland, 2013. – 432 p.

5. Основы проектирования строительных конструкций = Асновы праектавання будаўнічых канструкцый : ТКП EN 1990-2011. – Введ. 15.11.2012. – Минск : CEN/TC 250 «Конструкционные Еврокоды» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 70 с.

6. Muttoni, A. Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement / A. Muttoni, J. Schwartz // IABSE Colloquium. – Zurich, Switzerland, 1991. – v. 62. – P. 703–708.

7. Молош В.В. Экспериментально-теоретические исследования прочности на продавливание (местный срез) плитных конструкций из обычного и самонапряженного бетона // Вестник БГТУ. – 2005. №2(32): Строительство и архитектура. – С.8-18.