

## К ВОПРОСУ О НАИБОЛЕЕ ПРОГРЕССИВНЫХ СОВРЕМЕННЫХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЯХ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

В. В. Молош, И. Г. Томашев

### Введение

Несмотря на многочисленные исследования, проведенные с целью изучения сопротивления железобетонных элементов срезу, к настоящему времени до конца не ясен механизм перераспределения внутренних усилий и деформаций, возникающий при этом виде деформации элементов, и не разработана точная и надежная расчетная модель, позволяющая предсказывать величину предельных сил сопротивления. В последние годы к этому вопросу все чаще обращаются ведущие зарубежные и отечественные исследователи. Разработано достаточно большое количество расчетных моделей, но вопрос сопротивления срезу по-прежнему остается дискуссионным, так как согласованность расчетных и экспериментальных значений сил сопротивления, полученных по предложенным расчетным моделям, часто по-прежнему оставляет желать лучшего.

К настоящему времени известны три метода моделирования трещин в железобетонных элементах, сопротивляющихся срезу: модели дискретных трещин, смазанных и встроенных [1]. Наиболее широкое применение получили первые два метода. Метод встроенных трещин начал развиваться сравнительно недавно.

Модели дискретных трещин основаны на гипотезе о делении железобетонного элемента образовавшимися трещинами на отдельные жёсткие не изменяющиеся блоки. Сопротивление элемента внешним воздействиям возникает благодаря продольным и поперечным перемещениям блоков и контакту их между собой по поверхности трещин. К таким моделям можно отнести модели, в основу которых положена теория критической трещины среза (*англ. Critical Shear Crack Theory – CSCT*). На базе *CSCT* создана модель сопротивления срезу, принятая в prEN 1992-1-1 [3], которая являющаяся, как отмечено в [5], развитием концепции MCFT [6] и усовершенствованием модели *fib* MC2010 [4] применительно к расчету сопротивления срезу балок и плит без поперечного армирования.

Модель, вошедшая в последнюю версию *fib* MC2010 [4], базируется на положениях и уравнениях модифицированной теории полей сжатия (MCFT) [6]. В свою очередь модифицированная теория полей сжатия (MCFT) относится к моделям с размытыми трещинами, в которых материал с трещинами рассматривается как непрерывный, и разрыв материала, вызванный трещиной, размазывается по элементу путем изменения угла наклона трещины, определяемого соблюдением условий, записанных в базовых уравнениях теории.

Основной целью данного исследования является изучение и сравнительный анализ расчетных моделей сопротивления срезу при продавливании плоских железобетонных плит без поперечного армирования, представленных в

нормативных документах (СНБ 5.03.01-02 [2], prEN 1992-1-1:2018 [3], *fib Model Code 2010* [4]), а также разработанной собственной модели, базирующейся на положениях и уравнениях модифицированной теории полей сжатия (МСФТ) [6], представленной в замкнутой форме, для научно обоснованной оценки точности и надежности указанных моделей, обоснования и подтверждения правильности выбора принятой модели в новой редакции национального нормативного документа по расчету железобетонных конструкций.

### **1. Модели нормативных документов СНБ 5.03.01-02 [2], prEN 1992-1-1:2018 [3], *fib MC 2010* [4]**

Стоит подчеркнуть, что все модели сопротивления срезу при продавливании железобетонных плоских плит перекрытий и фундаментов можно считать эмпирическими. Об этом свидетельствуют результаты обширного исследования существующих в настоящее время подходов и моделей расчета сопротивлений срезу, которые приведены в монографии [7].

В конструктивных элементах согласно МСФТ, на которой базируется модель, принятая в *fib Model Code 2010* [4], бетон с трещинами выступает как ортотропный материал, а трещины среза не имеют изначально четкого положения. Они приняты гипотетически «размазанными» по объему элемента в зоне локализации напряжений. «Размазанные» трещины могут получать изменения в направлениях, оставаясь связанными с направлением основного поля напряжений. Их положение является гипотетически возможным (виртуальным) и определяется в зависимости от перераспределения внутренних сил и деформаций согласно записанным условиям механического взаимодействия. Достаточно полное описание положений МСФТ приведено в монографии [7]. Модель, принятая в *fib Model Code 2010* [4], представляет собой своего рода упрощенную версию МСФТ в замкнутом виде.

Положения теории критической трещины среза (*CSCT*), послужившей основой для расчетной модели сопротивления срезу, введенной в проект prEN 1992-1-1 [3], приведены в работе [5].

В основу расчетных моделей нормативных документов положено следующее условие:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (1)$$

где  $V_{Ed}$  – обобщенная перерезывающая сила, вызванных внешними воздействиями на конструкцию;  $V_{Rd,c}$  – обобщенная внутренняя реакция конструкции на внешнее воздействие, направленная перпендикулярно нейтральной плоскости плиты.

Основные уравнения сопротивления срезу при продавливании плоских железобетонных плит без поперечной арматуры, вошедшие в расчетные модели нормативных документов СНБ 5.03.01-02 [2], prEN 1992-1-1:2018 [3], *fib MC 2010* [4], приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Модели сопротивления продавливанию, используемые в нормативных документах [2, 3, 4]

Норм. док.	Расчетные уравнения	
СНБ 5.03.01-02 [2]	$V_{Rd,c} = [0,15k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,1\sigma_{cd}] \cdot \frac{u \cdot d}{\beta};$ $V_{Rd,c} \geq [0,5f_{ctd} - 0,1\sigma_{cp}] \cdot \frac{u \cdot d}{\beta}.$	Основные
	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (d \text{ в мм}); \quad d = (d_x + d_y) / 2; \quad \sigma_{cd} = (\sigma_{cd,x} + \sigma_{cd,y}) / 2;$ $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02, \text{ где } 0,002 \leq \rho_l \leq 0,02;$ $l_s = 1,5d = d \cot(\theta); \quad \theta = 33,7^\circ; \quad \bar{\beta} = 1,15 \text{ для внутренних колонн}$	Дополнительные
prEN 1992-1-1:2002 [3]	$V_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot k_{pb} \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \cdot \frac{b_0 d_v}{\beta_e}; \quad V_{Rd,c} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}};$ $V_{Rd,c,min} \leq \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d_v}}.$	Основные
	$k_{pb} = \sqrt{5\mu_p \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5; \quad \mu_p = 8 \text{ для внутренних колонн}$ $d_v = \frac{(d_{vx} + d_{vy})}{2} \text{ при } 0,5 \leq \frac{V_{Ed,y}}{V_{Ed,x}} \leq 2; \quad \rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}};$ $d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 \text{ мм при } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$ $d_{dg} = 16 + D_{lower} \left( \frac{60}{f_{ck}} \right)^2 \leq 40 \text{ мм при } f_{ck} > 60 \text{ МПа};$ $\beta_e = 1,15 \text{ для внутренних колонн}; \quad l_s = 0,5d; \quad \theta = 45^\circ$	Дополнительные
fib MC 2010 [4]	$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d; \quad V_{Rd,max} = k_{sys} \cdot k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 \cdot d \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 \cdot d$	Основные
	$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9\psi d k_{dg}} \leq 0,6; \quad k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75$ <p>Первый уровень: <math>\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s};</math></p> <p>Второй уровень: <math>\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left( \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1,5};</math></p> $m_{Ed} \cong V_{Ed} / 8 - \text{ для внутренних колонн}; \quad l_s = 0,5d; \quad \theta = 45^\circ$	Дополнительные

*В таблице приняты следующие обозначения:*

$\bar{\beta}, \beta_e$  – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки, принимается в соответствии с положениями [1, ];

$d, d_v$  – эффективная рабочая высота плиты, определяемая расстоянием от верхней сжатой грани в сечении плиты до центра тяжести растянутой арматуры;

$d_{g0}$  – базовый размер зерна крупного заполнителя, равный 16 мм;  
 $d_g, D_{lower}$  – максимальный размер зерна крупного заполнителя, применяемого для приготовления бетонной смеси;  
 $d_{dg}$  – параметр, учитывающий шероховатость поверхности разрушения, принимаемый в зависимости от типа бетона и величины крупного заполнителя;  
 $u, b_0$  – длина критического периметра, расположенного на расстоянии  $l_s$  от наружных граней колонны;  
 $V_{Ed}$  – обобщенная предельная поперечная сила, вызванная внешним воздействием на конструктивный элемент в зоне среза;  
 $V_{Rd,c}$  – сопротивление срезу при продавливании;  
 $\rho_l$  – коэффициент продольного армирования;  
 $f_{ck}$  – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;  
 $f_c'$  – среднее сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;  
 $\sigma_{cd}$  – средние напряжения обжатия в плите на уровне нейтральной плоскости, МПа;  
 $f_{ctd}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, МПа;  
 $l_s$  – длина зоны среза в плите перекрытия;  
 $\theta$  – угол наклона граней пирамиды (конуса) продавливания;  
 $f_{yk}$  – нормативное сопротивление арматуры осевому растяжению, соответствующее пределу текучести, МПа;  
 $f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры осевому растяжению, МПа;  
 $r_s$  – расстояние от оси колонны до сечения, в котором изгибающий радиальный момент равен нулю;  
 $\psi$  – угол поворота плоскости плиты в сечении у основания наклонной трещины;  
 $k_{dg}$  – коэффициент, зависящий от максимального размера зерна крупного заполнителя; если  $d_g \geq 16$  мм,  $k_{dg} = 1,0$ ;  
 $E_s$  – модуль упругости арматурной стали;  
 $m_{Ed}$  – среднее значение расчетного изгибающего момента на единицу длины опорной полосы в районе колонны;  
 $m_{Rd}$  – расчетный погонный изгибающий момент в сечении плиты в зоне соединения с колонной

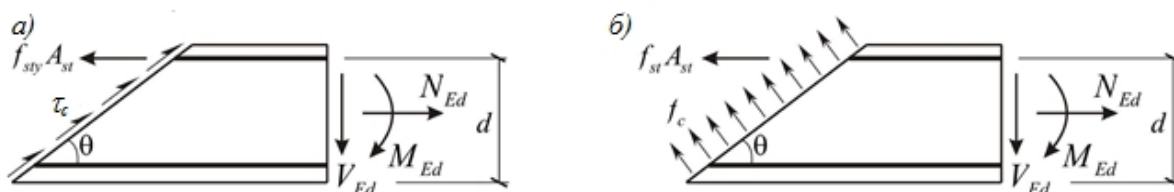
## 2. Упрощенная модель на основе MCFT в замкнутом виде (УМ MCFT)

В основу разработанной модели положены следующие положения и допущения:

- после образования наклонной трещины бетон за ее пределами испытывает сжатие по направлению вдоль наклонной трещины и растяжение поперёк наклонной трещины;
- в расчетах используют средние значения главных растягивающих напряжений как функцию соответствующих относительных деформаций; в сечении, проходящем по наклонной трещине, они равняются нулю;
- в сечении, проходящем по наклонной трещине, действуют касательные напряжения, которые вызванные зацеплением контактирующих поверхностей бетона в трещине и зависят от степени шероховатости поверхностей;
- в расчетах используют постоянный угол наклона диагональной трещины, равный  $\theta = 34,5^\circ$ ;
- горизонтальные усилия в арматуре и бетоне, возникающие в наклонной трещине и в теле бетона за её границами, уравниваются величиной  $V_{Ed} \cot \theta$ ;

- в предельном состоянии наклонная трещина пересекает всю высоту конструктивного элемента, и сопротивление срезу при продавливании воспринимается касательными напряжениями  $\tau_c$ , вызванными: зацеплением контактирующих поверхностей бетона в трещине; нагельным сопротивлением арматуры; сопротивлением бетона в сжатой зоне элемента.

Расчет выполняют непосредственно для предельной стадии сопротивления, минуя промежуточные этапы.



а) сечение, проведенное по наклонной трещине;  
б) сечение, проведенное за пределами наклонной трещины

Рисунок 1 – К составлению уравнений равновесия для построения упрощённой расчетной модели на основе MCFT

Уравнения равновесия сил на оси X и Y для сечения за пределами наклонной трещины будут иметь вид:

$$\sum X = f_1 b_0 d + f_s A_s - V_{Ed,1} \cot \theta = 0; \quad (2)$$

$$\sum Y = f_1 b_0 d \cot \theta - V_{Ed,1} = 0; \quad (3)$$

в наклонной трещине:

$$\sum Y = V_{Ed,2} - \tau_c b_0 d = 0, \quad (4)$$

где  $f_1$  – главные растягивающие напряжения в бетоне;  $f_s$  – текущие напряжения в продольной арматуре;  $A_s$  – площадь продольной арматуры; остальные параметры те же, что и в таблице 1.

Из уравнения (3) получим:

$$V_{Ed,1} = f_1 b_0 d \cot \theta; \quad (5)$$

а из уравнения (4):

$$V_{Ed,2} = \tau_c b_0 d. \quad (6)$$

Учитывая, что  $V_{Ed,1}$  и  $V_{Ed,2}$ , должны быть эквивалентны, получим:

$$f_1 b_0 d \cot \theta = \tau_c b_0 d \Rightarrow f_1 = \tau_c \tan \theta. \quad (7)$$

Относительные продольные деформации в арматуре могут быть определены из выражения:

$$\varepsilon_x = \frac{f_s}{E_s} \Rightarrow f_s = \varepsilon_x E_s. \quad (8)$$

Подставив выражения (6), (7) и (8) в уравнение (2), получим:

$$\tau_c b_0 d \tan \theta + \varepsilon_x E_s A_s - \tau_c b_0 d \cot \theta = 0 \Rightarrow \tau_c = -\frac{\varepsilon_x E_s \rho_l}{(\tan \theta - \cot \theta)}, \quad (9)$$

где  $\rho_l = A_s / (b_0 \cdot d)$  – коэффициент продольного армирования.

С другой стороны, касательные напряжения  $\tau_c$  в соответствии с положениями МСФТ зависят от прочности бетона при осевом сжатии  $f_{cm}$  и ширины раскрытия наклонной трещины  $w$ . Представим эту эмпирическую зависимость в виде:

$$\tau_c = \frac{a \cdot \sqrt{f_{cm}}}{b + c \cdot w}, \quad (10)$$

где  $a$ ,  $b$  – поправочные эмпирические коэффициенты, которые следует принимать равными:  $a = 0,21$  и  $b = 0,307$ ; коэффициент  $c = 250$  учитывает шероховатость контактирующих поверхностей бетона в трещине.

Ширина раскрытия наклонной трещины  $w$  на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры может быть определена из выражения:

$$w = \psi d, \quad (11)$$

где величина угла поворота наклонного сечения может быть определена по упрощенной зависимости:

$$\psi = \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_s}{E_s} = \frac{r_s}{d} \cdot \varepsilon_x. \quad (12)$$

где  $f_s$  – текущие напряжения в продольной растянутой арматуре, которые для упрощения могут быть приняты равными пределу текучести арматуры  $f_y$ .

Подставив выражения (11) и (12) в уравнение (10), получим:

$$\tau_c = \frac{a \cdot \sqrt{f_{cm}}}{b + c \cdot r_s \cdot \varepsilon_x}. \quad (13)$$

Приравнивание выражений (9) и (13) и решение квадратного уравнения даст величину  $\varepsilon_x$  на уровне центра тяжести растянутой арматуры в виде:

$$\varepsilon_x = -\frac{b}{2 \cdot c \cdot r_s} + \frac{\sqrt{\rho_l E_s \cdot [b^2 \rho_l E_s - 4 \cdot a \cdot c \cdot r_s \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot (\operatorname{tg} \theta - \operatorname{ctg} \theta)]}}{2 \cdot \rho_l E_s \cdot c \cdot r_s}. \quad (14)$$

Расчет можно вести в следующей последовательности: определить  $\varepsilon_x$  по выражению (14); определить  $\tau_c$  по выражению (13); определить величину сопротивления срезу при продавливании по выражению (6).

### 3. Верификация расчетных моделей

Верификация моделей сопротивления продавливанию, принятых в нормативных документах СНБ 5.03.01-02 [2], prEN 1992-1-1:2018 [3], fib MC 2010 [4], и разработанной модели УМ MCFT выполнена на фоне доступной базы экспериментальных данных, которая включила результаты 250 испытаний опытных образцов плит на сопротивление срезу при продавливании, выполненных зарубежными и отечественными исследователями, а также результаты собственных исследований.

Статистические параметры ошибки моделирования были определены согласно процедуре, описанной в приложении Д к ТКП EN 1990 [8]. Качество модели определяли оценочными статистическими параметрами (оценочным средним, стандартным отклонением, коэффициентом вариаций), полученными для отношений экспериментальных и расчетных значений анализируемого сопротивления  $V_{exp} / V_{calc}$ , а также коэффициентом корреляции  $r_{ik}$  экспериментального и расчетного значений сопротивления срезу при продавливании (таблица 2). При этом среднее значение отношения  $V_{exp} / V_{calc}$  должно быть близко к единице при минимальном значении коэффициента вариаций. Использование указанных математических статистик в данном случае оправданно, так как распределение отношений  $V_{exp} / V_{calc}$  очень близко к нормальному распределению.

Таблица 2 – Сравнительные статистические параметры отношений  $V_{exp} / V_{calc}$  экспериментальных  $V_{exp}$  и расчетных  $V_{calc}$  сопротивлений срезу при продавливании

Нормативный документ	<i>Min</i>	Среднее	<i>Max</i>	$\sigma$	$C_v, \%$	<i>b</i>	$V_\delta, \%$	$r_{ik}$
СНБ 5.03.01 [2]	0,979	1,793	3,17	0,371	20,7	1,454	21	0,966
prEN1992-1-1:2018 [3]	0,603	1,183	2,125	0,244	20,6	1,3	20,8	0,967
Fib MC2010 [4]	0,507	0,888	1,647	0,201	22,6	0,842	23	0,964
Упрощенная модель MCFT	0,644	0,975	1,579	0,158	16,2	1,013	16,2	0,984

Сравнительные статистические параметры отношений  $V_{exp} / V_{calc}$ :

*Min*, среднее, *max* – соответственно минимальное, среднее и максимальное значения;

$\sigma$  – стандартное отклонение;  $C_v$  – коэффициент вариации; *b* – поправочный коэффициент для среднего значения;  $V_\delta$  – коэффициент вариации для вектора ошибок  $\delta$ ;  $r_{ik}$  – коэффициент корреляции экспериментальных  $V_{exp}$  и расчетных  $V_{calc}$  сопротивлений срезу при продавливании.

По своей структуре наиболее схожи модели СНБ 5.03.01-02 [2] и prEN 1992-1-1:2018 [3]. В них влияние прочности бетона при срезе, выраженной через среднюю прочность при осевом сжатии  $f_{cm}$ , и влияние коэффициента продольного армирования  $\rho_l$  учитывается как корень третьей степени из произведения этих параметров. В модели, принятой в fib MC 2010 [4] и в УМ MCFT, параметр прочности бетона при срезе соответствует корню квадратному из  $f_{cm}$ , что, как видно из рисунка 2б, является более точным, чем в моделях СНБ 5.03.01-02 [2] и prEN 1992-1-1:2018 [3].

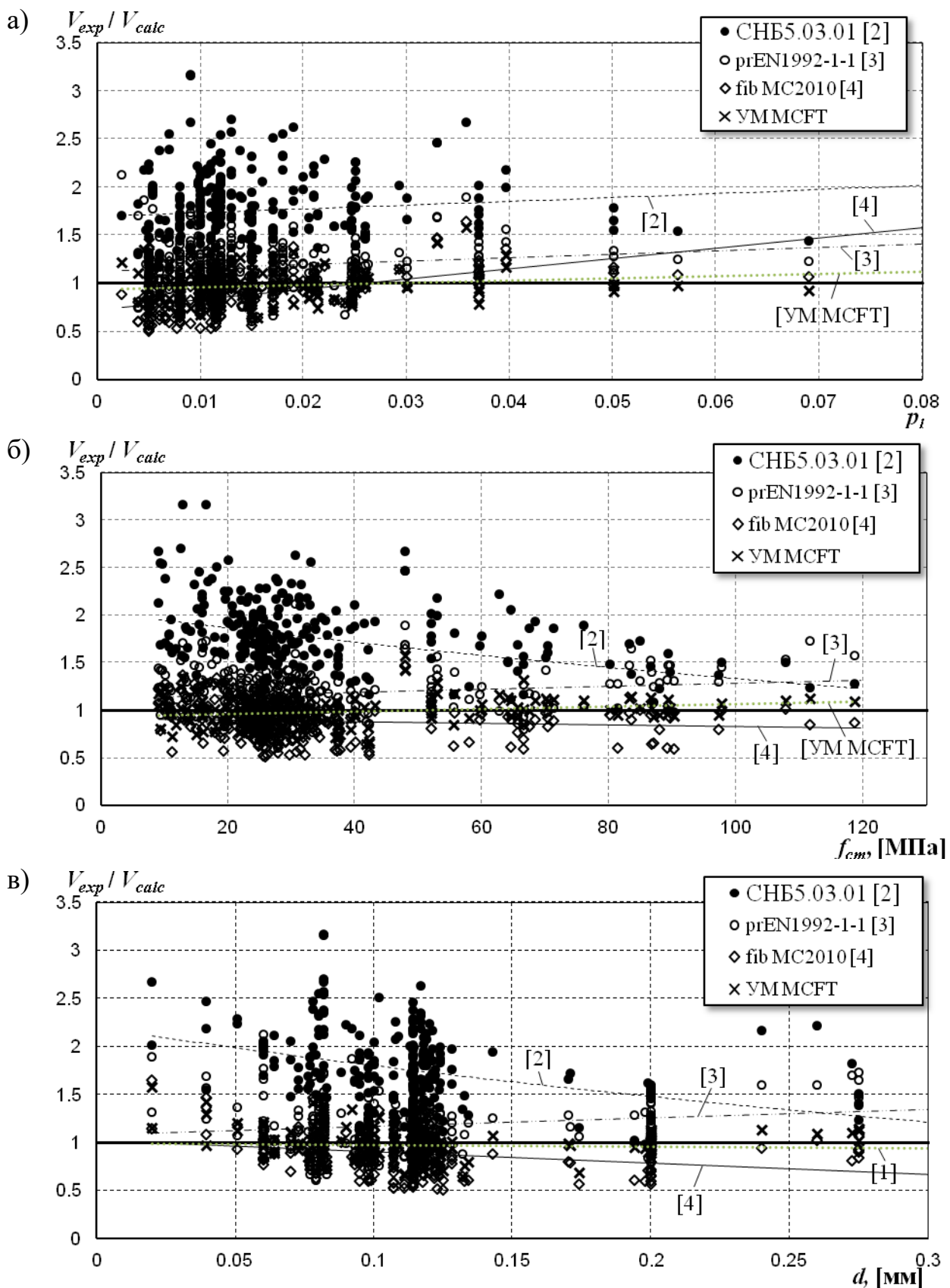


Рисунок 2 – Изменение распределения отношений экспериментальных и теоретических значений сопротивления срезу при продавливании

При этом наиболее точно влияние  $f_{cm}$  учитывает модель, принятая в *fib* MC 2010 [4], в которой практически во всем диапазоне изменения  $f_{cm}$  наблюдается устойчивое согласование экспериментальных и теоретических



значений сопротивления срезу. С увеличением  $f_{cm}$  от 20 МПа до 120 МПа значения отношений  $V_{exp} / V_{calc}$ , полученных при расчете по модели, принятой в СНБ 5.03.01-02 [2], снижаются в среднем на 25%, а при расчете по моделям, принятым в prEN 1992-1-1:2018 [3] и в УМ МСФТ, увеличиваются на 3%.

Таким образом, можно отметить, что прочность бетона при срезе является скорее функцией корня квадратного от прочности бетона при осевом сжатии  $f_{cm}$ , чем функцией корня третьей степени.

Влияние  $\rho_l$  на сопротивление срезу при продавливании наиболее точно учитывает модель, принятая в prEN 1992-1-1:2018 [3] и УМ МСФТ, в которых во всем диапазоне изменения  $\rho_l$  (от 0,024 до 0,069) наблюдается увеличение отношений экспериментальных и теоретических значений сопротивлений срезу в пределах до 3% (рисунок 2а). При этом для модели, принятой в СНБ 5.03.01-02 [2], увеличение составляет 17%, а для модели, принятой в *fib* МС 2010 [4], 50%.

Влияние масштабного фактора (эффективная высота плиты  $d$ ) наиболее точно учитывает УМ МСФТ, в которой во всем диапазоне изменения  $d$  значения отношений  $V_{exp} / V_{calc}$  стабильны. Наиболее сильная зависимость отношений  $V_{exp} / V_{calc}$  от изменения эффективной высоты плит  $d$  установлена при расчетах по модели, принятой в СНБ 5.03.01-02 [2], в которой при изменении  $0,02 \text{ м} \leq d \leq 0,275 \text{ м}$  значения отношений  $V_{exp} / V_{calc}$  снижаются на 50 %.

Из сравнительного анализа статистических параметров (таблица 2) следует, что наиболее точной можно считать разработанную УМ МСФТ, которая обладает наиболее близким к единице средним значением отношений  $V_{exp} / V_{calc}$  (0,975), наименьшими из анализируемых моделей: размахом данных, стандартным отклонением ( $\sigma = 0,158$ ), коэффициентом вариации отношений  $V_{exp} / V_{calc}$  ( $C_v = 16,2 \%$ ), коэффициентом вариации вектора ошибок  $\delta$  ( $V_\delta = 16,2 \%$ ), отклонение от единицы поправочного коэффициента для среднего значения отношений  $V_{exp} / V_{calc}$  (1,3 %). При этом коэффициент корреляции значений  $V_{exp}$  и  $V_{calc}$  наиболее близок к единице ( $r_{ik} = 0,984$ ). В целом перечисленные параметры для УМ МСФТ лучше в сравнении с остальными моделями в среднем на 2%-57%.

Касаясь вопроса надежности расчётных моделей, можно отметить, что наиболее надежной можно считать модель, принятую в СНБ 5.03.01-02 [2], так как всего 0,8 % значений  $V_{calc}$  были ниже значений  $V_{exp}$ . Для моделей, принятых в остальных исследованных нормативных документах этот показатель был получен следующим: prEN 1992-1-1:2018 [3] – 21,6 %; *fib* МС 2010 [4] – 73,6%; УМ МСФТ – 58,8 %. Следует отметить, что  $V_{calc}$  были получены при использовании средней прочности бетона при осевом сжатии  $f_{cm}$  (вместо нормативного сопротивления  $f_{ck}$ , как принято в нормах) и частного коэффициента безопасности по материалу, равного  $\gamma_c = 1,0$ . Если использовать частный коэффициент безопасности по материалу  $\gamma_c = 1,5$ , то количество значений  $V_{calc}$ , превышающих значения  $V_{exp}$ , составит соответственно для: СНБ 5.03.01-02 [2] – 0%, prEN 1992-1-1:2018 [3] – 0,4 %; *fib* МС 2010 [4] – 14,4%; УМ МСФТ – 4,8 %.

Следует отметить, что на основании проведенного исследования нельзя утверждать о достаточной надежности расчетных моделей. Для определения фактической надежности моделей и обеспечения их требуемой надежности необходимо провести дополнительные исследования и расчеты.

#### **Выводы:**

1. Наиболее точной в рамках исследования можно считать разработанную УМ МСФТ, имеющую наилучшие статистические параметры и отклик на изменение входных параметров ( $f_{cm}$ ,  $\rho_b$ ,  $d$ ).

2. Модели, принятые в СНБ 5.03.01-02 [2], prEN 1992-1-1:2018 [3] и *fib* MC 2010 [4], близки по своим статистическим характеристикам. Из них можно выделить модели, принятые в prEN 1992-1-1:2018 [3] и *fib* MC 2010 [4], как несколько более точные.

3. Для оценки фактической надежности и обеспечения требуемой надежности исследованных и разработанной моделей необходимо провести дополнительные исследования и расчетные процедуры.

#### **Список использованных источников.**

1. Menin, R.C.G. Smearred Crack Models for Reinforced Concrete Beams by Finite Element Method / R.C.G. Menin, L.M. Trautwein, T.N. Bittencourt // *Ibracon Structures Materials Journal*. – Volume 2, Number 2 (June, 2009). – P. 166 – 200.

2. Бетонные и железобетонные конструкции = Бятонныя і жалезабятонныя канструкцыі : СНБ 5.03.01-2003. – Введ. 20.06.2002. – Минск : РУП «Стройтех-норм» ; Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 146 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. Тур, В.В. Новые подходы к определению сопротивления срезу балочных элементов без поперечного армирования: часть 1 – обзор расчетных моделей / В. В. Тур, А. П. Воробей // *Вестник БрГТУ*. – 2019. №1 : Строительство и архитектура. – С.15-22.

6. Vecchio, F. J. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear / F. J. Vecchio, M. P. Collins // *ACI Journal Proceedings*. – 1986. – Vol. 83, iss. 2. – P. 219–231.

7. Тур, В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест, БГТУ, 2000.– 400 с.

8. 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.