

7. Вводная лекция по суперграфике – Студопедия. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа : [www.studopedia.ru/294658\\_vvodnaya-lektsiya-po-supergrafike.html](http://www.studopedia.ru/294658_vvodnaya-lektsiya-po-supergrafike.html). – Дата обращения : 14.04.2016.
8. Оформление и дизайн интерьера спортзала. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа : [www.salon.ru/interior.plx?rid=368](http://www.salon.ru/interior.plx?rid=368). – Дата обращения : 15.04.2016.
9. Суперграфика – snip1.ru – [Электронный ресурс]. – Режим доступа : [www.snip1.ru/blagoustroystvo/blagoustroystvo/ofornlenie/...i.../supergrafika](http://www.snip1.ru/blagoustroystvo/blagoustroystvo/ofornlenie/...i.../supergrafika). – Дата доступа : 16.04.2016.

Материал поступил в редакцию 29.09.2018

**KOVALCHUK V. E., MAKARUK V. L. Supergraphics and analysis of factors that influence the perception of colour and composite solutions in the interiors of sporting facilities in Brest**

A distinct role in the architecture of sports and recreational centers, complexes of institutions and organizations is devoted to colour. There it serves as an emotional stimulant, encourages psychophysical comfort and provides with good visual orientation. With the help of supergraphics interiors and exteriors of sport facilities acquire a new image.

УДК 624.012.45: 539.415

Тур В. В., Воробей А. П.

**НОВЫЕ ПОДХОДЫ К ОПРЕДЕЛЕНИЮ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ: ЧАСТЬ 1 – ОБЗОР РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ**

**Введение.** В современной теории железобетона вопрос сопротивления срезу железобетонных элементов до сих пор является одним из наиболее дискуссионных. За последние годы было опубликовано довольно много работ, содержащих результаты натурных и численных исследований поведения железобетонных балок при действии поперечных сил, опираясь на которые, было предложено несколько рациональных моделей сопротивления срезу разной степени сложности для объяснения физической сущности этого явления.

По утверждению Z. Vařant [1, 2] только положения квазиупругой механики разрушения являются теоретической основой, на которой следует разрабатывать расчетные зависимости, входящие в расчетные модели сопротивления срезу бетонных элементов без поперечного армирования, поскольку они в наибольшей степени учитывают эффект размера балки (масштабный фактор).

Между тем, при разработке очередной версии *fib* MC2010 (*Примечание* : следует отметить, что довольно многие положения предыдущего *fib* MC90 были использованы при разработке EN 1992-1-1:2004) для проверок сопротивления срезу элементов без поперечного армирования были внесены расчетные зависимости, основанные на положениях модифицированной теории полей сжатия (MCFT) [3]. Как следует из анализа [3], эта теория использует элементарные, главным образом логические аргументы, в соответствии с которыми критическая ширина раскрытия трещины  $W$  и, связанная с ней продольная относительная деформация на установленном уровне по высоте сечения  $\epsilon_{s,x}$ , рассчитанная из классической модели изгиба балки, представлены как некоторые индикаторы разрушения при срезе.

Однако в проект prEN 1992-1-1 была внесена модель, основанная на т. н. теории критической трещины среза (англ. *Critical Shear Crack Theory – CSCT*), являющейся, по сути, некоторым продолжением и развитием концепции MCFT [3] и усовершенствованием модели *fib* MC2010 применительно к расчету сопротивления срезу балок и плит без поперечного армирования. При этом внесенное т. н. замкнутое решение хотя и базируется на теоретических положениях CSCT, но отличается по формальной записи, вводя ряд упрощений и допущений.

В связи с разработкой новых редакций норм проектирования, таких как Еврокод второго поколения (G2) и национальных нормативных документов Республики Беларусь, регламентирующих расчет

сопротивления срезу железобетонных конструкций, актуальным остается вопрос о модели сопротивления срезу, которая будет в наибольшей мере отражать реальное поведение конструкций при срезе, а точнее при совместном действии изгибающих моментов и перерезывающих сил.

Основной целью данного исследования является изучение и сравнительный анализ расчетных моделей сопротивления срезу элементов без поперечного армирования, представленные в нормативных документах (ТКП EN 1992-1-1:2009 [4], *fib* Model Code 2010 [5], СНБ 5.03.01-02 [6], СП 63.13330.2012 [7], prEN 1992-1-1:2018 [8]) и предложениях различных авторов, для научнообоснованного выбора расчетных методов для внесения во вновь разрабатываемые национальные нормы по проектированию железобетонных конструкций.

**1. Сопротивление срезу балочных элементов без поперечного армирования.** Практически все модели сопротивления срезу железобетонных конструкций без поперечного армирования основаны на экспериментальных исследованиях развития трещин и собственно механизмов разрушения при срезе.

Принято различать модели, основанные на эмпирических зависимостях, и т. н. механические модели сопротивления срезу.

Стоит подчеркнуть, что проведение различий между механическими и эмпирическими моделями зависит, главным образом, от мнения различных исследователей, поскольку все существующие модели сопротивления при срезе являются по сути полуэмпирическими и содержат целый набор коэффициентов, получаемых опытным путем.

**1.1 Модели сопротивления, основанные на применении эмпирических зависимостей.** Как следует из [9], в 1968 году, базируясь на результатах испытаний 151 образца при действии перерезывающих сил, Zsutty [9], предложим эмпирическую зависимость, связывающую основные параметры, влияющие на сопротивление срезу: прочность бетона  $f_c$ , коэффициент продольного армирования  $\rho_l$ , пролет среза  $a/d$  :

$$V_{Rd,c} = 2,2 \cdot \left( f_c \cdot \rho \cdot \frac{d}{a} \right)^{1/3} \cdot b_w \cdot d. \quad (1)$$

Тур Виктор Владимирович, д. т. н., профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Воробей Александр Петрович, магистр, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура

Таблица 1 – Расчетные модели сопротивления срезу элементов без поперечного армирования, внесенные в различные нормативные документы

Название норм	Расчетные зависимости	Примечание
ТКП EN 1992-1-1:2009 [4] СЕВ – FIP (1993) MC90 [12]	$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$ но не менее $V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d;$ $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0;$ $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$ $v = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$
СНБ 5.03.01-02 [6]	$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$ но не менее $V_{Rd,c} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0;$ $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$ $v = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$
СП 63.13330.2012 [7]	Расчет по бетонной полосе между наклонными сечениями: $Q_b \leq \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0.$ Расчет по наклонному сечению $Q \leq Q_b + Q_{sw};$ $0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \leq Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$	$\varphi_{b1} = 0,3;$ $\varphi_{b2} = 1,5;$ C – длина проекции наклонного сечения; $h_0 \leq C \leq 2 \cdot h_0$
JSCE (1996) [13]	$V_c = 0,2 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f'_c)^{1/3} \cdot b_w \cdot d$	$0,2 \cdot \sqrt[3]{f'_c} \leq 0,72 \text{ H/мм}^2;$ $k = \sqrt[4]{\frac{1000}{d}};$ $f'_c \leq 80 \text{ H/мм}^2$
ACI 318 (2014) [14]	$V_{Rd,c} = \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d \cdot \left( \sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_l \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \leq 0,3 \sqrt{f'_c}$	$\frac{V_u \cdot d}{M_u} \leq 1,0;$ $V_u$ – расчетная поперечная сила; $M_u$ – соответствующий расчетный момент
Niwa et al [15]	$V_c = 0,2 \cdot k \cdot k_s \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f'_c)^{1/3} \cdot b_w \cdot d$	$k = \sqrt[4]{\frac{1000}{d}};$ $k_s = 0,75 + \frac{1,4}{(a/d)}$
Bažant and Kim [1]	$V_{Rd,c} = \frac{10 \cdot b_w \cdot d \cdot \rho_l^{1/3}}{\sqrt{1 + \frac{d}{25 \cdot d_a}}} \cdot \left( 0,083 \cdot \sqrt{f'_c} + 20,69 \cdot \sqrt{\frac{\rho_l}{(a/d)^5}} \right)$	$d_a$ – максимальный размер заполнителя, мм
Fujita et al [16]	$V_{Rd,c} = 180 \cdot (f'_c)^{-1/2} \cdot d^{-1/2} \cdot (100 \cdot \rho_l)^{1/3} \cdot k_s \cdot b_w \cdot d$	$k_s = 0,75 + \frac{1,4}{(a/d)};$ $80 < f'_c \leq 125 \text{ H/мм}^2$
BS 8110 (1997) [17]	$V_{Rd,c} = 0,79 \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{cu}}{25} \right)^{1/3} \cdot \left( \frac{400}{d} \right)^{1/4} \cdot b_w \cdot d;$ $V_{Rd,c}^* = V_{Rd,c} \cdot \left( 2 \frac{d}{a_v} \right) \text{ при } a/d < 2,0$	$100 \cdot \rho_l = \frac{100 \cdot A_s}{b_w \cdot d} \leq 3,0;$ $\frac{400}{d} \geq 1;$ $f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8} \leq 40 \text{ H/мм}^2$

Исследования, выполненные Zsutty, Leonhardt, Walter [10, 11], позволили дополнительно учесть арочный эффект для элементов с малым пролетом среза ( $a/d < 2,5$ ):

$$V_{Rd,c} = 2,2 \cdot \left( f_c \cdot \rho \cdot \frac{d}{a} \right)^{1/3} \cdot \left( \frac{2,5}{a/d} \right) \cdot b_w \cdot d. \quad (2)$$

Следует сразу же отметить, что ф. (1) и (2) не учитывают влияние размерного эффекта (масштабного фактора) на сопротивление срезу элементов без поперечного армирования. Это связано, главным образом, с тем, что база данных, которая была использована для статистического анализа, содержала балки без поперечного армирования в основном высотой до 500 мм.

Размерный (или масштабный коэффициент  $\xi$ ) эффект впервые был внесен по предложению Zsutty в *fib* MC90 [12] в следующем виде:

$$V_c = 0,15 \cdot \left( \frac{3d}{a_v} \right)^{1/3} \cdot \xi \cdot (100 \cdot f_c \cdot \rho_l)^{1/3} \cdot b_w \cdot d, \quad (3)$$

где  $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ .

Уравнение (3) было внесено в действующий EN 1992-1-1 [4]. При этом влияние гибкости  $\left( \frac{3d}{a_v} \right)$  на сопротивление срезу, как в уравнении (3), было опущено.

Аналогичная модель сопротивления срезу железобетонных элементов без поперечного армирования была включена в СНБ 5.03.01-02. Эмпирические расчетные зависимости, внесенные в различные нормы, представлены в таблице 1.

Как следует из аналитических описаний мультипликативных моделей, приведенных в таблице 1, практически все они имеют общее ядро, выраженное произведением базисных переменных  $C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$ . Отличия составляют только аналитические модели ACI 318 [14] и СП 63 [7].

Актуальная версия ACI 318 [14] несколько переоценивает прочность бетона при срезе, выражая её как  $\sqrt{f'_c}$ , тогда как японские нормы [13] и нормы ЕС [4] используют зависимость  $\sqrt[3]{f'_c}$ . Российский свод правил СП 63 выражает прочность бетона при срезе традиционно  $1,5 \cdot R_{bt}$ . Так, для бетона  $C 30/37$  имеем:  $\sqrt{f_{ck}} = 5,47 \text{ МПа}$ ;  $\sqrt[3]{f_{ck}} = 3,11 \text{ МПа}$  и  $1,5 \cdot R_{bt} = 3,33 \text{ МПа}$  (что близко к  $\sqrt[3]{f'_c}$ ). В монографии [18] довольно подробно разбирался подход к назначению прочности бетона при срезе и было показано, что физически более обоснованным является применение в расчетных формулах прочности бетона при растяжении.

Так, в СП 63 [7] для проверки сопротивления срезу элементов без поперечного армирования приведена модифицированная эмпирическая зависимость, полученная первоначально проф. М. С. Боршанским, в следующем виде:

$$Q_b = \frac{0,15 \cdot R_u \cdot b \cdot h_0^2}{c}. \quad (4)$$

Согласно [19] величина  $Q_b$  выражает предельное значение усилия среза, воспринимаемого балкой без поперечной арматуры и **“по существу включает в себя составляющую поперечной силы, воспринимаемую бетоном над вершиной наклонной трещины, нагельное усилие в продольной арматуре и поперечную составляющую сил зацепления в наклонной трещине”**. Авторы [19] утверждают, что с известным приближением формула (4) может быть перенесена и на балки с поперечным армированием. Однако последующие исследования [20-22] показали, что формула (4) дает значительное завышение сопротивления срезу против фактических значений перерезывающих сил. Опираясь на результаты

этих исследований, проф. А. С. Залесов совместно с О. Ф. Ильиным предложили использовать зависимость вида:

$$\frac{Q \cdot a}{b \cdot h_0^2} = k \cdot \sqrt{R}, \quad (5)$$

где  $R$  – прочность бетона при сжатии.

Если формулу (5) записать в виде

$$\frac{Q}{b \cdot h_0} \cdot \left( \frac{a}{h_0} \right) = k \cdot \sqrt{R},$$

то несложно заметить, что по своей структуре она близка зависимостям, внесенным в ACI 318.

Далее авторы [19] принимают допущение о том, что полученная функциональная зависимость может быть записана через прочность на растяжение  $R_{bt}$ , учитывая что  $R_{bt} = k \cdot \sqrt[3]{R^2}$ :

$$\frac{Q}{b \cdot h_0} \cdot \left( \frac{a}{h_0} \right) = k \cdot \sqrt[3]{R^2} = k \cdot R_{bt}. \quad (6)$$

Следует отметить, что по мнению проф. Л. К. Лукши [23], Robeitz [24] использование прочности бетона на растяжение физически более ясно отражает сущность явления, когда речь идет об оценке сопротивления элемента срезу.

Вместе с тем, практически все модели, за исключением СП 63 [7], одинаково подходят к учету коэффициента продольного армирования, как  $\sqrt[3]{100 \cdot \rho_l}$ . Единообразно учитывается и влияние пролета среза (реализация арочного эффекта) путем введения, как правило, понижающего коэффициента  $\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d}$  (при расположении сосредоточенной силы на участке  $0,5 \cdot d \leq a_v \leq 2 \cdot d$ ) к расчетному значению поперечной силы  $V_{Ed}$  в рассматриваемом сечении. Подобное единообразие подходов [4, 6, 12] объясняется тем, что все эти модели базируются, с определенными модификациями, на эмпирической зависимости, приведенной изначально в *fib* MC90 [11].

В японских моделях [15, 16] дополнительно вводят повышающий коэффициент к сопротивлению срезу  $\beta = \left[ 0,75 + \frac{1,4}{(a/d)} \right]$ , а в модели Važant и др. [1] – коэффициент  $\sqrt{\frac{\rho_l}{(a/d)^5}}$ . Кроме того,

модели [1, 4, 6, 12–17] учитывают влияние размера сечения ( $d$ ) на сопротивление срезу (масштабный фактор). В общем случае установлено, что при увеличении эффективной высоты сечения наблюдается снижение сопротивления срезу при постоянном коэффициенте армирования  $\rho_l$  и прочности бетона. Следует отметить, что влияние эффективной высоты сечения (масштабный фактор) является достаточно важным элементом расчета сопротивления срезу и требует отдельного рассмотрения.

## 1.2 Механические модели сопротивления срезу

**1.2.1 Общие положения.** Довольно подробный анализ современных механических моделей сопротивления срезу приведен в монографии [18].

Следует отметить, что одной из первых моделей, в которых сделана попытка физического объяснения феномена разрушения при срезе железобетонных балок без поперечного армирования, была модель Kani [25, 26]. В дальнейшем эта модель получила развитие в работах Fenwick [27], Hamadi et al [28], Reineck [29].

Новым этапом в развитии механических моделей сопротивления срезу стало появление модифицированной теории сжатых полей (MCFT), которая первоначально была предложена Collins и Mitchell [30], а далее, базируясь на результатах испытания плоских железобетонных элементов в условиях чистого сдвига и при различных комбинациях сдвиговых и осевых (нормальных) напряжений, была

модифицирована Vecchio и Collins [3]. Основы данной теории (MCFT) и её интерпретации для целей нормирования подробно изложены в монографии [18]. Следует отметить, что одними из первых норм, в которую в 2001 году внесли расчетную модель MCFT были нормы Республики Беларусь СНБ 5.03.01 [6]. В рамках применения данной модели к определению сопротивления срезу железобетонных элементов без поперечного армирования было принято основное допущение о том, что сопротивление срезу зависит от ширины раскрытия критической трещины среза  $w_k$ , параметров шероховатости её поверхности (максимального размера зерна заполнителя) и прочности бетона  $f_c$ . Основываясь на экспериментальных данных Walraven [31], полученных для зацепления по берегам трещины и принятых предположениях, был предложен критерий разрушения при срезе элементов без поперечного армирования в виде:

$$\frac{V_c}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} \leq \frac{0,18}{0,31 + \frac{24 \cdot w_k}{d_g + 16}} \quad (7)$$

Следует отметить, что предлагались и другие подходы, основанные на рассмотрении отдельных доминирующих составляющих сопротивления срезу (нагельного эффекта [32, 33], сопротивления сжатой зоны над вершиной наклонной трещины и т. д. [34–37]).

В последние годы получили распространение механические модели, основанные на комплексном учете влияния на сопротивление срезу суммарного эффекта отдельных составляющих, участвующих в восприятии расчетной перегрузывающей силы (Mari et al [38], Yang [39], Tung et al [40] и др., CSCT [41, 42]).

Теория критической трещины среза (CSCT) [41, 42] была первоначально разработана для расчета сопротивления местному срезу (продавливанию) плит без поперечного армирования (согласно SIA 262 [43]), а далее была распространена на балки и плиты, работающие в одном или двух направлениях. Базовым допущением модели является то, что сопротивление срезу в общем случае зависит от геометрии сечения ( $b$  и  $d$ ), прочности бетона  $f_c$ , ширины раскрытия критической трещины  $w_l$  и параметра шероховатости контакта ( $d_g + 16$ ). Базируясь на принятых допущениях, Muttoni et al [42], предложили гиперболический критерий CSCT (см. ф. (16)), который может быть получен аналитически для определенной формы критической трещины и её кинематики, а так же конstitutивных зависимостей, описывающих поведение сечения с трещиной.

1.2.2 Теоретические основы модели сопротивления срезу, основанные на положениях Теории критической трещины среза (CSCT). Коротко рассмотрим теоретические положения, на которых основана модель CSCT.

В соответствии с положениями, изложенными в [44, 45], для гибких элементов, очертание идеализированной критической трещины среза может быть представлено тремя характерными участками, как это показано на рисунке 1: (1) квазивертикальная часть трещины (обозначенная А на рисунке 1а), развивающейся под углом  $\theta_A$ ; (2) квазигоризонтальная часть трещины (обозначенная В), развивающаяся под углом  $\theta_B$ , и (3) трещина отрыва (обозначенная С), развивающаяся вдоль продольной арматуры.

При этом соотношения длин  $l_A$  и  $l_B$  выделенных частей трещины (см. рисунок 1б) могут варьироваться в довольно широком интервале. В большинстве случаев квазивертикальный участок трещины (А) имеет изгибное происхождение и распространяется по высоте элемента примерно до положения нейтральной оси в сечении (или до фибры, в которой достигнута предельная растяжимость бетона). Вместе с тем, возможно и образование диагональных трещин ограниченной длины ( $l_A$ ). Установлено [44], что вращение (относительный поворот) блоков, разделяемых критической трещиной, происходит относительно точки О, располагаемой в вершине критической трещины (см. рисунок 1б).

Развитие горизонтального участка трещины отрыва С происходит в результате действия вертикальной компоненты перемещения и соответствующего нагельного эффекта, развивающегося в наклонном участке трещины типа А, а также при образовании и развитии трещины типа В (растяжение при срезе). При образовании трещины отрыва типа С сцепление арматуры с бетоном на участке с трещиной теряется практически до нуля, а напряжения в арматуре на участке с утраченным сцеплением выравниваются, что дополнительно ведет к увеличению ширины раскрытия критической трещины. Угол поворота блока, отделенного трещиной, относительно точки в вершине критической трещины определяют из величины относительных деформаций сечения на уровне продольной арматуры (см. рисунок 1б):

$$\theta = \psi = \frac{\omega_l}{d_B} = \epsilon_{s,x} \frac{l_c}{d_B} \quad (8)$$

В соответствии с положениями модели CSCT сопротивление срезу  $V_R$  представлено, в общем случае, следующими составляющими (см. рисунок 1а): (1) усилием  $V_{CSC}$ , обусловленным остаточным растяжением и зацеплением по берегам трещины; (2) нагельным эффектом продольной арматуры  $V_{DA}$ ; (3) усилием в сжатом поясе/подкосе  $V_{cc}$ , влияние которого на общее сопротивление зависит от жесткости балки.

Базируясь на положениях линейной механики разрушения (LTFM) для выделенных участков критической трещины, в [42] интегрированием напряжений были получены следующие зависимости, позволяющие оценить составляющую сопротивления срезу элемента без поперечного армирования на участке В (рисунок 1а):

$$V_{CSC,B} = \begin{cases} b_w \cdot l_B \cdot f_{ct} \cdot \cos \theta_B \left( 1 - \frac{\psi \cdot l_B}{2w_{cr}} \right) & 0 \leq \psi \leq \frac{w_{cr}}{l_B} \\ b_w \cdot l_B \cdot f_{ct} \cdot \cos \theta_B \frac{1}{2\psi l_B} & \psi > \frac{w_{cr}}{l_B} \end{cases} \quad (9)$$

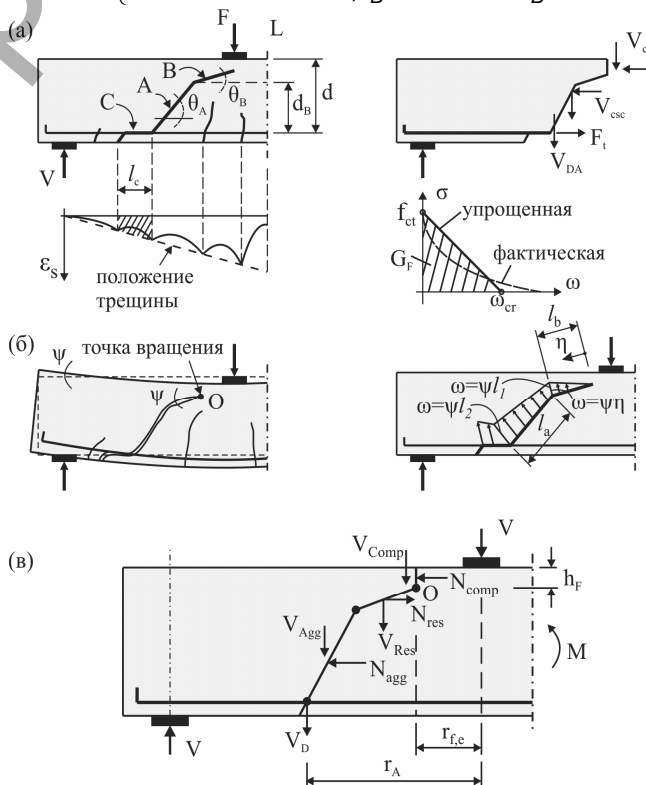


Рисунок 1 – К построению модели сопротивления срезу балок без поперечного армирования по теории критической трещины среза (CSCT) [42]

Примечание: фактически очертание трещины может иметь отклонения от идеализированного очертания с некоторой степенью рассеивания

При переходе к доступным для проектирования параметрам расчетной модели исходная система может быть представлена в более удобном виде. Так, принимая, что прочность бетона при растяжении может быть выражена в зависимости от прочности на сжатие ( $f_{ct} = k_1 \cdot f_c^\alpha$ , при  $k_1 = 0,3$  и  $\alpha = 2/3$  согласно [5]), а критическая ширина раскрытия трещины, в зависимости от энергии разрушения  $G_F$ ,  $w_{cr} = 2G_F / f_{ct}$  выполним следующие преобразования:

$$\text{при } G_F(H / \text{мм}) = 0,002 \left( \frac{d_g + d_{go}}{d_{go}} \right) \cdot (f_c)^{0,7}, \quad (10)$$

$$w_{cr} = k_2 (d_g + d_{go}) \cdot (0,3f_c^{2/3})^{0,7} \equiv k_2 (d_g + d_{go}), \quad (11)$$

где  $d_g$  – максимальный размер зерна заполнителя, мм;

$d_{go}$  – реферативный или базовый размер, принятый в работе [42] равным 8 мм.

Следует отметить, что для определения энергии разрушения  $G_F$  могут быть приняты и другие, более полные зависимости, например, [46, 47], учитывающие не только размер заполнителя, но и его объемное содержание, фактические параметры шероховатости и т. д.

Принято, что длина участка трещины  $l_B$  пропорциональна расстоянию между соседними трещинами, а это расстояние, в свою очередь, пропорционально эффективной высоте сечения ( $l_B \propto d$ ).

Связывая угол поворота блока  $\psi$  с продольной деформацией  $\varepsilon_{s,x}$  (принимая, что  $\psi \propto \varepsilon_{s,x}$ ), получено:

$$\frac{V_{CSCB}}{b \cdot d \cdot f_c^\alpha} = \begin{cases} k_\sigma \left( 1 - \frac{\varepsilon_{s,x} \cdot d}{2k_\psi (d_g + d_{go})} \right) & 0 \leq \varepsilon_{s,x} \leq k_\psi \frac{d_g + d_{go}}{d} \\ \frac{k_\sigma \cdot k_\psi (d_g + d_{go})}{2 \cdot \varepsilon_{s,x} \cdot d} & \varepsilon_{s,x} > k_\psi \frac{d_g + d_{go}}{d} \end{cases}, \quad (12)$$

где  $k_\sigma$  и  $k_\psi$  – константы, зависящие от параметров материала и угла наклона критической трещины  $\theta_B$ . Следует отметить, что практически в таком же виде зависимость (12) была включена в fib MC 2010 в качестве составляющей сопротивления срезу при расчете на продавливание (местному срезу).

Выполняя аналогичные преобразования и учитывая, что критическая трещина на участке А воспринимает как сдвиг за счет зацепления по берегам трещины, так и имеет остаточную прочность на растяжение, была получена следующая система уравнений:

$$\frac{V_{CSCA}}{b \cdot d \cdot f_c^\alpha} = \begin{cases} k_t \left( 1 - \frac{\varepsilon_{s,x} \cdot d}{2k_\psi (d_g + d_{go})} \right) & 0 \leq \varepsilon_{s,x} \leq k_\psi \frac{d_g + d_{go}}{d} \\ k_t \cdot \frac{k_\psi (d_g + d_{go})}{\varepsilon_{s,x} \cdot d} & \varepsilon_{s,x} > k_\psi \frac{d_g + d_{go}}{d} \end{cases}. \quad (13)$$

Согласно [42] нагельный эффект  $V_{DA}$  для участка С, в общем случае, определяется из зависимости:

$$\frac{V_{DA}}{b \cdot d \cdot f_c^\alpha} \equiv \frac{k_d}{d^\beta} \cdot k_b(\varepsilon). \quad (14)$$

Следует отдельно остановиться на усилии  $V_{cc}$ , воспринимаемом сжатым поясом/подкосом. Это усилие является определяющим для коротких и высоких балок (балок с малым пролетом среза). В случае гибких элементов критическая трещина на участке В развивается квазигоризонтально (см. рисунок 1).

Арочный эффект, который характеризуется сопротивлением сжатого подкоса, воспринимающего полное усилие среза и расположенного по направлению “опора – сила в пролете”, имеет место в коротких жестких балках (при  $l/d < 10$ ), или при малых пролетах среза ( $a/d < 2,5$ ). В гибких балках в ряде случаев это не возможно, т. к. такой сжатый подкос будет пересечен критической трещиной (см. рисунок 2).

Для гибких элементов наклон сжатого подкоса (пояса) является более пологим, чем наклон сжатого подкоса при реализации арочного эффекта (при практически полном восприятии перерезывающей силы через арочный эффект) (см. рисунок 2  $\beta_{AA}$ ). Как следует из геометрических условий (рисунок 2), усилие, воспринимаемое сжатым подкосом, согласно [42], составит:

$$V_{cc} = V_{csc} \frac{\cot \beta_{AA} - \cot \beta_{csc}}{\cot \beta_{cc} - \cot \beta_{AA}}, \quad (15)$$

где  $\beta_{AA}$  – угол, который определяется из отношения  $a/z = \cot \beta_{AA}$  и является константой;

$\beta_{cc}$  – угол определяемый положением точки А и являющийся константой для данной балки;

$\beta_{csc}$  – угол, который рассматривается как константа шероховатости трещины.

Следовательно, характер разрушения гибкого элемента подразумевает, что усилия  $V_{cc}$  и  $V_{csc}$  примерно пропорциональны (см. зависимость (15)) и вклад сжатого подкоса/пояса зависит практически от тех же параметров (базисных переменных), что составляющей  $V_{csc}$ , выражающей остаточную прочность на растяжение и зацепление по берегам критической трещины.

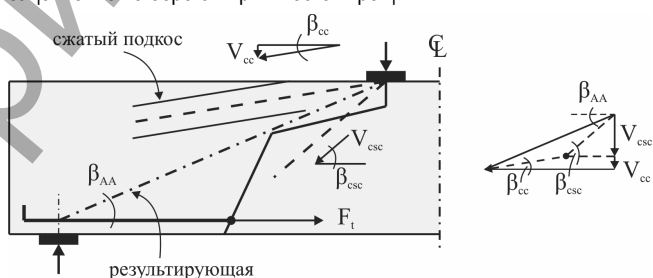


Рисунок 2 – К определению усилия  $V_{cc}$ , воспринимаемого сжатым подкосом, согласно [42]

### 1.2.3 Замкнутое решение теории критической трещины среза.

Как было показано выше, расчетные уравнения модели сопротивления срезу CSCT основаны на целом ряде теоретических предположений и допущений, главной из которых является утверждение о том, что сопротивление срезу железобетонного элемента зависит от ширины раскрытия и шероховатости берегов критической трещины, воспринимающей срез [41].

Выше было показано, что ширина раскрытия критической трещины пропорциональна произведению относительной продольной деформации элемента на уровне реферативной высоты контрольного сечения ( $0,6 \cdot d$ ) и эффективной высоты сечения ( $w \propto \varepsilon_{s,x} \cdot d$ ). Базируясь на данном утверждении и приведенных выше теоретических положениях, А. Muttoni и Fernández Ruiz [41] предложили следующую полуэмпирическую зависимость для определения сопротивления срезу  $V_{Rd,c}$  железобетонного элемента без поперечного армирования:

$$V_{Rd,c} = \frac{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}{3} \cdot \frac{1}{1 + 120 \frac{\varepsilon_{s,x} \cdot d}{d_{go} + d_g}} \cdot [\text{МПа}, \text{мм}] \quad (16)$$

1.2.4 Расчетная модель сопротивления срезу, внесенная в prEN 1992-1-1 (замкнутая форма модели критической трещины среза). В соответствии с подходом, изложенным в [48], полное сопротивление срезу получают как проекцию всех составляющих усилий на вертикальную ось (рисунок 1в):

$$V_c = V_{Res} + V_{Agg} + V_D + V_{Compr} = \frac{V_{Res} + V_{Agg} + V_D}{1 + 0,5 \cdot \frac{h_F}{r_F}}, \quad (17)$$

где  $h_F$  – высота сжатой зоны над вершиной наклонной критической трещины ( $h_F = d - d_F$ );

$r_F$  – горизонтальное расстояние от вершины критической трещины до оси сосредоточенной нагрузки в пролете.

Параметрические исследования, результаты которых представлены в [49], показали, что сопротивление срезу практически постоянно для значений  $X_A$  в области от 0,4а до 0,6а и на расстоянии от 1,5d до 2,25d от оси приложения сосредоточенной силы в пролете. Принимая допущения о том, что критическая наклонная трещина развивается на расстоянии  $X_A = 0,5а$ , параметрическими исследованиями установлено, что при варьировании механических и геометрических параметров (крупность заполнителя  $d_g$  от 8 до 32 мм; прочность бетона на сжатие  $f_c$  от 20 до 100 Н/мм<sup>2</sup>; коэффициент продольного армирования  $\rho_l$  от 0,5 до 3%; пролет среза  $a/d$  от 2,5 до 8; эффективная высота сечения  $d$  от 200 до 2000 мм) сопротивление срезу может быть рассчитано по формуле:

$$\frac{V_c}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = k \left( \frac{d_{dg}}{\varepsilon_s \cdot d} \right)^{1/2}. \quad (18)$$

При применении высокопрочных бетонов выполняется корректировка зависимости при помощи коэффициента  $d_{dg} \left( \frac{60}{f_c} \right)^2$  [50].

Несложно заметить, что коэффициент  $k$  интегрально учитывает и зависит от главных механических и геометрических параметров ( $\rho_l; f_c; a/d; d; d_A$ ). В работе [49], основываясь на анализе результатов испытаний 635 балок при  $X_A = 0,5а$ , среднее значение коэффициента  $k$  составило 0,019.

Рассматривая совместно критерий (18) и зависимость (17), принимая, что  $V_{Rd} = V_{Ed} = V_c$ , получаем:

$$V_c = k \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_c \cdot d_{dg}}{\varepsilon_s \cdot d} \right)^{1/2} = k \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{b \cdot \rho_l \cdot E_s \cdot z \cdot f_c \cdot d_{dg}}{V_c \cdot a_{cs}} \right)^{1/2}. \quad (19)$$

И, выражая сопротивление срезу  $V_c$ , получаем:

$$V_c = k^{2/3} \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{\rho_l \cdot E_s \cdot z \cdot f_c \cdot d_{dg}}{d \cdot a_{cs}} \right)^{1/3}$$

или

$$\frac{V_c}{b \cdot d} = k^{2/3} \cdot \left( \frac{\rho_l \cdot E_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_c \cdot d_{dg}}{d \cdot a_{cs}} \right)^{1/3}.$$

С учетом, что  $E_s = 200 \times 10^3$  МПа,  $z = 0,9d$ ,  $k = k^{2/3} (0,9 \cdot 2000)^{1/3}$ .

Как показано в [49], значение коэффициента  $k$  можно вывести непосредственно из механической модели сопротивления, приравняв уравнения (17) и (19):

$$k = \frac{1}{1 - 0,5 \frac{h_F}{r_F}} \cdot \frac{V_{Res} + V_{Agg} + V_D}{\left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_c \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \right)^{1/3} \cdot b \cdot d} = k_c \cdot k_a; \quad (20)$$

$$k_c = \frac{1}{1 - 0,5 \frac{h_F}{r_F}}; \quad k_a = \frac{V_{Res} + V_{Agg} + V_D}{\left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_c \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \right)^{1/3} \cdot b \cdot d}, \quad (21)$$

где  $r_F$  – расстояние от контрольного сечения до оси приложения нагрузки (для свободноопёртой балки при действии сосредоточенной силы  $r_F = a - x_F$ ,  $a$  – пролет среза);  $h_F$  изменяется от 0,2d (при  $\rho_l < 1\%$ ) и 0,4d (при  $\rho_l > 3\%$ ). Принимают среднее значение  $h_F = 0,3d$ .

Согласно [49] в данном случае значения коэффициента  $k$  равно:

$$k = k_c \cdot k_a = \frac{1}{1 - 0,15 \frac{d}{r_F}} \cdot (0,5 + 0,2 \cdot \alpha_{cs}^{1/3}). \quad (22)$$

Если значение  $X_A = 0,5а$ , вершина критической трещины расположена примерно на расстоянии  $x_F \cong X_A + 0,5d$ , что ведет к  $a_{cs} \cong 0,5а + 0,5d = 0,5 \cdot (а + d)$ .

Значение коэффициента  $k$ , рассчитанное по (22) для 635 прямоугольных балок без поперечного армирования (база данных Reineck и др. [51, 52]) при  $a_{cs} = 0,5 \cdot (а + d)$ , в среднем равно 0,87. Практически постоянное значение  $k = 0,87$  близко соответствует полученному ранее постоянному коэффициенту  $k$  при выводе критерия (16). Окончательно получаем:

$$V_{Rd,c} = k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_c \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (23)$$

В полученной замкнутой форме зависимость для определения сопротивления срезу внесена в prEN 1992-1-1.

В соответствии с проектом prEN 1992-1-1 (р.8.2.2(1)) [8] детальную проверку сопротивления срезу допускается не выполнять на участках, располагаемых ближе чем  $d$  от грани опоры или от сосредоточенной силы в пролете.

Когда сосредоточенная сила приложена на участке ближе, чем  $2d$  от грани опоры, следует проверять контрольное сечение, располагаемое на расстоянии  $d$  от грани опоры.

Расчетное значение сопротивления срезу следует определять по формуле:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rd,c,min}, \quad (24)$$

$$\text{где } \tau_{Rd,c,min} = \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d}}, \quad (25)$$

здесь  $f_{yd}$  – расчетное сопротивление продольной арматуры;

$d$  – эффективная высота сечения;

$d_{dg}$  – параметр шероховатости, зависящий от вида бетона, крупности и свойств заполнителя, определяемой из условия:

$$d_{dg} = \min\{16 + D_{lower}; 40\} \text{ при } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа} \quad (26)$$

$$d_{dg} = \min\left\{16 + D_{lower} \left( \frac{60}{f_{ck}} \right)^2; 40\right\} \text{ при } f_{ck} > 60 \text{ МПа} \quad (27)$$

$\gamma_c$  – частный коэффициент для бетона.

1.2.5 Швейцарские нормы SIA 262 [43]. В соответствии с требованиями швейцарских норм SIA 262 [43] сопротивление срезу плит без поперечного армирования (в данном документе отсутствуют сведения, относящиеся к расчету балочных элементов) следует проверять в сечениях, располагаемых на расстоянии  $d/2$  от грани опоры или от точки приложения сосредоточенной силы в пролете (по направлению к опоре), а также, если это необходимо, в сечениях, в которых выполняется обрыв продольной арматуры. Сопротивление срезу плит (при  $b = 1\text{ м}$ ) следует выполнять по формуле, представляющей довольно тривиальную модификацию модели, основанной на теории критической трещины среза:

$$V_{Rd,c} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d \quad (28)$$

при  $k_d = \frac{1}{(1 + k_v d)}$ . (29)

Учитывая, что согласно [43] расчетная прочность на срез бетона выражается как  $\frac{0,3\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$ , получаем:

$$V_{Rd,c} = \left( \frac{1}{1 + k_v d} \right) \cdot \frac{0,3}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot d. \quad (30)$$

Коэффициент  $k_v$  учитывает влияние деформаций в направлении продольной оси элемента (что косвенно выражает ширину раскрытия критической трещины) и определяется:

- в случае если в проверяемом сечении продольная арматура работает упруго:

$$k_v = 2,2 \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}};$$

- если продольная арматура достигает текучести  $k_v = 3$ .  
Если сосредоточенная сила приложена на расстоянии  $a_v < 2 \cdot d$  от грани опоры к расчетной перерезывающей силе  $V_{Ed}$ , применяют понижающий коэффициент  $\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d}$ , как и в [4–6].

**Заключение.** По результатам выполненного обзора можно сделать следующие выводы:

- для расчета сопротивления срезу элементов без поперечного армирования разработаны как эмпирические, так и механические модели сопротивления, которые в основном довольно полно учитывают влияние основных базисных переменных. В нормативных документах нового поколения основное развитие получают механические модели сопротивления, основанные на CSCT и MCFT, которые так же не лишены недостатков;
- для установления наиболее подходящей модели следует выполнить их верификацию на фоне опытных данных.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Bažant, Z. P. Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams / Z. P. Bažant, J.-K. Kim // ACI Journal Proceedings. – 1984. – Vol. 81, iss. 5. – P. 456–468.
2. Bažant, Z. P. Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of aggregate size and stirrups / Z. P. Bažant, H.-H. Sun // ACI Journal Proceedings. – 1987. – Vol. 84, iss. 4. – P. 259–272.
3. 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.
4. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий = Еурокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Агульні правілы і правілы для будынкаў : ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). – Введ. 10.12.09. – Минск : Стройтехнорм, 2010. – 207 с.
5. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Ernst and Sohn, 2013, – P. 389.
6. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Введ. 20.06.02 (с отменой на территории РБ СНиП 2.03.01-84\*). – Минск : Стройтехнорм, 2003. – 274 с.
7. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: СП 63.13330.2012: утв. Министерством рег. развития Рос. Федерации 29.12.11: введ. в действие с 01.01.13. – М. : ФАУ «ФЦС», 2012. – 165 с.
8. European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Draft for committee works, April 2018, p. 293.
9. Zsutty, T. C. Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data / T. C. Zsutty // ACI Journal Proceedings. – 1968. – Vol. 65, iss. 11. – P. 943–951.
10. Zsutty, T. C. Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests / T. C. Zsutty // ACI Journal Proceedings. – 1971. – Vol. 68, iss. 2. – P. 138–143.
11. Leonhardt, F. Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung / F. Leonhardt, R. Walther. – Berlin : DAFStb H.151, 1962.
12. CEB – Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin d'Information No. 213/214, Lausanne, 1993.
13. JSCE, "Standard Specification for design and construction of concrete structure, Design", 1996.
14. ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14). American Concrete Institute, Farmington Hills, 2014, 524 pp.
15. Niwa, J. Reevaluation of the equation for shear strength of R.P.-beams without web reinforcement / J. Niwa, K. Yamada, K. Yokozawa, M. Okamura // Proceedings JSPE No. 372/V-5 1986-8 Translation in: Poncrete Library of JSPE, No. 9. 1987. – P. 167-176.
16. Fujita, M. Size effect on shear strength of RP beams using HSP without shear reinforcement / M. Fujita, R. Sato, K. Matsumoto, Y. Takaki // Proceedings of JSPE. – 2002. – Vol. 711, iss. 56. – P. 113-128.
17. British Standards Institution, "Code of Practice for Design and Construction (BS 8110: Part 1: 1997)", British Standards Institution, London, 1997.
18. Тур, В. В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: моногр. / В. В. Тур, А. А. Кондратчик. – Брест: БрГТУ, 2000. – 397 с.
19. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. проф. А. А. Гвоздева. – Москва : Стройиздат, 1978. – 204 с.
20. Гвоздев, А. А. Прочность элементов с двухзначной эпюрой моментов на действие поперечных сил / А. А. Гвоздев, А. С. Залесов, Х. А. Зиганшин // Бетон и железобетон. – 1982. – №3. – С. 38–39.
21. Зорич, А. С. Несущая способность внецентренно растянутых железобетонных элементов из обычного и высокопрочного бетонов при действии поперечных сил / А. С. Зорич // Бетон и железобетон. – 1976. – № 11. – С. 34–37.
22. Зорич, А. С. Несущая способность по наклонным сечениям железобетонных балок из высокопрочных бетонов / А. С. Зорич // Строительные конструкции. – 1972. – Вып. XIX.
23. Лукша, Л. К. Технологические проблемы обеспечения прочности бетона на срез при продавливании / Л. К. Лукша, А. М. Шехадат // Сб. науч. трудов : Проблемы создания информационных технологий. – 1999. – Вып. 4. – С. 145–151.
24. Маилян, Р. Л. Влияние формы сечения и вида бетона на прочность наклонных сечений железобетонных балок / Р. Л. Маилян, П. П. Польской, А. С. Залесов // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. – 1978. – С. 3-16.
25. Kani, G. N. J. The riddle of shear failure and its solution / G. N. J. Kani // API Journal Proceedings. – 1964. – Vol. 61, iss. 4. – P. 441–467.

26. Kani, G. N. J. How safe are our large reinforced concrete beams? / G. N. J. Kani // *ACI Journal Proceedings*. – 1967. – Vol. 64, iss. 3. – P. 128–141.
27. Fenwick, R. P. Mechanisms of shear resistance of concrete beams / R. P. Fenwick, T. Paulay // *Journal of the Structural Division ASCE*. – 1968. – Vol. 94, iss. 10. – P. 2325–2350.
28. Hamadi, Y. D. Behaviour in shear of beams with flexural cracks / Y. D. Hamadi, P. E. Regan // *Magazine of Concrete Research*. – 1980. – Vol. 32, iss. 111. – P. 67–78.
29. Reineck, K-H. Ultimate shear force of structural concrete members without transverse reinforcement derived from a mechanical model / K-H. Reineck // *API Journal Proceedings*. – 1991. – Vol. 88, iss. 5. – P. 592–602.
30. Mitchell, D. Diagonal Compression Field Theory / D. Mitchell, M. P. Pollins // *API Journal Proceedings*. – 1974. – Vol. 71, iss. 8. – P. 396–408.
31. Walraven, J. P. Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading / J. P. Walraven, H. W. Reinhardt // *Heron* 1981; 1a:5–68.
32. Phana, P. S. Investigation of the mechanism of shear failure of reinforced concrete beams / P. S. Phana // *Magazine of Concrete Research*. – 1987. – Vol. 39, iss. 141. – P. 196–204.
33. Kim, W. Initiation of Shear Cracking in Reinforced Concrete Beams with No Web Reinforcement / W. Kim, R. N. White // *API Structural Journal*. – 1991. – Vol. 88, iss. 3. – P. 301–308.
34. Zararis, P. D. Shear strength and minimum shear reinforcement of reinforced concrete slender beams / P. D. Zararis // *ACI Structural Journal*. – 2003. – Vol. 100, iss. 2. – P. 203–214.
35. Tureyen, A. K. Concrete Shear Strength: Another Perspective / A. K. Tureyen, R. J. Frosch // *ACI Structural Journal*. – 2003. – Vol. 100, iss. 5. – P. 609–615.
36. Choi, K-K. Shear Strength Model of Concrete Beams Based on Compression Zone Failure Mechanism / K-K. Choi, J-C. Kim, H-G. Park // *ACI Structural Journal*. – 2016. – Vol. 113, iss. 5. – P. 1095–1106.
37. Park, H-G. Strain-Based Shear Strength Model for Slender Beams without Web Reinforcement / H-G. Park, K-K. Choi, J. K. Wight // *ACI Structural Journal*. – 2006. – Vol. 103, iss. 6. – P. 783–793.
38. Mari, A. Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams / A. Mari, J. Bairán, A. Cladera, E. Oller, C. Ribas // *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*. – 2014. – Vol. 8, iss. 4. – P. 337–353.
39. Yang, Y. Shear Behaviour of Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement A New Look at an Old Problem. PhD Thesis. Delft (Netherlands): Delft University of Technology. – 2014. – 344 p.
40. Tung, N. D. A new approach to shear design of slender reinforced concrete members without transverse reinforcement / N. D. Tung, N. V. Tue // *Engineering Structures*. – 2016. – Vol. 107. – P. 180–194.
41. Muttoni, A. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width / A. Muttoni, M. Fernández Ruiz // *API Structural Journal*. – 2008. – Vol. 105, iss. 2. – P. 163–172.
42. Fernández Ruiz, M. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: a mechanical approach to consistently account for size and strain effects / M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, J. Sagaseta // *Engineering Structures*. – 2015. – Vol. 99. – P. 360–372.
43. SIA. Code 262 for concrete structures. Zürich: Swiss Society of Engineers and Architects. 2013. –102 p.
44. Campana, S. Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics / S. Campana, M. Fernández Ruiz, A. Anastasi, A. Muttoni // *Magazine of Concrete Research*. – 2013. – Vol. 56, iss. 6. – P. 386–404.
45. Sagaseta, J. Influence of beam cross-section, loading arrangement and aggregate type on shear strength / J. Sagaseta, R. L. Vollum // *Magazine of Concrete Research*. – 2011. – Vol. 63, iss. 2. – P. 139–155.
46. Reinhardt, H. W. Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material like Concrete / H. W. Reinhardt // *Heron*. – 1984. – Vol. 29, iss. 2. – P. 42.
47. Hordijk, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete: experiments, modelling and analysis / D. A. Hordijk // *Heron*. – 1992. – Vol. 37, iss. 1. – P. 3–79.
48. Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack, submitted for publication in *Engineering Structures*. – 2017.
49. Cavagnis, F. Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models. PhD thesis, Structural concrete laboratory (IBETON), École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland. – 2017.
50. Collins, M. P. How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings? / M. P. Collins, D. Kuchma // *ACI Journal Proceedings*. – 1999. – Vol. 96, iss. 4. – P. 482–490.
51. Reineck, K. ACI-DAFStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups / K. Reineck, E. C. Bentz, B. Fitik, D. A. Kuchma, O. Bayrak // *ACI Journal Proceedings*. – 2013. – Vol. 110, iss. 5. – P. 867–876.
52. Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. An analysis of the shear transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement, accepted for publication in *Structural Concrete*. – 2017.

Материал поступил в редакцию 10.04.2019

**TUR V. V., VOROBEY A. P. Novel approaches of shear resistance determination for beam elements without transverse reinforcement: Part 1 – overview of design models**

This article presents an overview of the design models of shear resistance for reinforced concrete elements without shear reinforcement incorporated in the TKP EN 1992-1: 2009, fib Model Code 2010, SNB 5.03.01-02 and SP 63.13330.2012, as well as the models proposed for insertion into the restated version of prEN 1992-1:2018 and based on the provisions of Critical Shear Crack Theory (CSCT). The closed-form equation of the critical shear crack theory was considered in detail. Proposals for the further verification of a design models were also formulated.

УДК 624.012.45: 539.415

**Тур В. В., Воробей А. П.**

## **НОВЫЕ ПОДХОДЫ К ОПРЕДЕЛЕНИЮ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ: ЧАСТЬ 2 – ВЕРИФИКАЦИЯ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ**

**Введение.** На протяжении последних 100 лет сопротивление срезу железобетонных конструкций с поперечной арматурой и без нее является объектом обширных экспериментальных и теоретических исследований. За это время было разработано несколько теорий (моделей), основанных на уравнениях предельного равновесия

(поля напряжений и модели “распорок и тяжей”, модель наклонного сечения), которые могут быть использованы при расчете элементов с поперечным армированием. По-другому обстоит дело с элементами без поперечного армирования. Ведутся дискуссии о подходящей модели для расчета сопротивления срезу таких элементов. За по-