

# ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ РАЗЛИЧНЫХ НОРМАТИВНЫХ МЕТОДИК РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

А.М. БУДАРИН<sup>1\*</sup>

Е.А. РЕДИКУЛЬЦЕВ<sup>2</sup>

С.А. ЗЕНИН<sup>3</sup>, канд. техн. наук

<sup>1</sup> АО «Институт Гидропроект», Волоколамское шоссе, д. 2, г. Москва, 125993, Российская Федерация

<sup>2</sup> ФГАОУ ВО «Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина» (УрФУ), ул. Мира, д. 19, г. Екатеринбург, 620002, Российская Федерация

<sup>3</sup> Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, г. Москва, 109428, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* Механизм разрушения железобетонных конструкций при действии поперечной силы является объектом отечественных и зарубежных исследований на протяжении многих десятилетий. К основным параметрам, влияющим на несущую способность конструкции в рамках данного механизма разрушения, можно отнести: форму и размеры поперечного сечения конструкции, прочностные характеристики бетона и арматуры, величину относительного пролета среза, содержание продольной арматуры растянутой зоны, интенсивность поперечной арматуры. Некорректный учет данных факторов негативно влияет на точность методики расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям при действии поперечных сил.

*Цель.* Оценка точности методик расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям от действия поперечных сил, представленных в различных нормативных документах.

*Материалы и методы.* Для оценки точности расчетных методик была собрана база, включающая результаты 1183 лабораторных испытаний железобетонных конструкций, разрушение которых произошло по наклонному сечению. Оценка точности выполняется путем сравнения значения величины предельной поперечной силы, полученной в рамках лабораторных испытаний, и теоретического значения, полученного с помощью рассматриваемой расчетной методики.

*Результаты.* В работе представлены результаты сравнения значений предельной поперечной силы, полученных в рамках лабораторных испытаний и с помощью рассматриваемых расчетных методик.

*Выводы.* Сравнительный анализ расчетных методик показал, что в отдельных случаях методика, изложенная в СП 63.13330.2018, имеет меньшую точность, чем методики зарубежных норм. В этой связи задача совершенствования методики расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям, представленной в СП 63.13330.2018, представляется актуальной. Доработка расчетной методики позволит увеличить ее точность и расширить границы применимости.

**Ключевые слова:** железобетон, расчет, прочность, наклонные сечения, поперечная сила, масштабный эффект, поперечная арматура

**Для цитирования:** Бударин А.М., Редикульцев Е.А., Зенин С.А. Оценка точности различных нормативных методик расчета прочности наклонных сечений железобетонных конструкций на действие поперечных сил // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2026. № 1(48). С. 21–38. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-21-38](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-21-38)

#### **Вклад авторов**

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

#### **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

#### **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

*Поступила в редакцию 11.12.2025*

*Поступила после рецензирования 19.01.2026*

*Принята к публикации: 27.01.2026*

## **ACCURACY ASSESSMENT OF VARIOUS REGULATORY METHODS FOR CALCULATING THE STRENGTH OF INCLINED SECTIONS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER THE ACTION OF SHEAR FORCE**

A.M. BUDARIN<sup>1,\*</sup>

E.A. REDIKULTSEV<sup>2</sup>

S.A. ZENIN<sup>3</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

<sup>1</sup> JSC «Institute Hydroproject», Volokolamskoe Shosse, 2, Moscow, 125993, Russian Federation

<sup>2</sup> Ural Federal University named after the First President of Russia B.N. Yeltsin (UrFU), ul. Mira, 19, Yekaterinburg, 620002, Russian Federation

<sup>3</sup> Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

#### **Abstract**

*Introduction.* The mechanism of reinforced concrete structures failure under the action of a transverse force has been the subject of domestic and foreign research for many decades. The key factors influencing the bearing capacity of the structure within the framework of this mechanism of destruction are: the shape and dimensions of the cross-section of the structure, the strength characteristics of concrete and reinforcement, the span-to-depth ratio, the amount of longitudinal reinforcement in the tensile zone, and the amount of transverse reinforcement. Incorrect consideration of these factors negatively affects the accuracy of design methods for inclined sections of reinforced concrete structures under the action of transverse forces.

*Aim.* Assessment of the accuracy of methods for calculating reinforced concrete structures in inclined sections from the action of transverse forces presented in various regulatory documents.

*Materials and methods.* To assess the accuracy of the calculation methods, a database was compiled, including the results of 1,183 laboratory tests of reinforced concrete structures, the destruction of which occurred along an inclined section. The accuracy is estimated by comparing the value of the maximum transverse force obtained in laboratory tests and the theoretical value obtained using the calculation method under consideration.

*Results.* The paper presents the results of comparing the values of the ultimate shear force obtained in the framework of laboratory tests and using the considered calculation methods.

*Conclusions.* A comparative analysis of the design methods has shown that in certain cases the methodology set out in SP 63.13330.2018 is less accurate than the methods provided in foreign codes. In this regard, the task of improving

the shear design method for reinforced concrete structures presented in SP 63.13330.2018 appears to be relevant. Refinement of the calculation methodology will increase its accuracy and expand its scope of application.

**Keywords:** reinforced concrete, calculation, strength, inclined sections, shear force, size effect, shear reinforcement

**For citation:** Budarin A.M., Redikultsev E.A., Zenin S.A. Accuracy assessment of various regulatory methods for calculating the strength of inclined sections of reinforced concrete structures under the action of shear force. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 21–38. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-21-38](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-21-38)

#### **Authors contribution statement**

All authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication

#### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 11.12.2025*

*Revised 19.01.2026*

*Accepted 27.01.2026*

## **Введение**

Механизм разрушения железобетонных конструкций при действии поперечной силы является объектом отечественных и зарубежных исследований на протяжении многих десятилетий. Данные исследования легли в основу методик расчета железобетонных конструкций на действие поперечной силы, представленных в основных документах по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. К таким документам можно отнести отечественные нормы – СП 63.13330.2018 [1], нормы стран Европы – Eurocode 2 [2], Model Code 2020 [3], нормы США – ACI 318-25 [4]. Расчетные модели и подходы, применяемые в нормативных методиках различных стран для оценки несущей способности конструкций, различаются между собой. Кроме того, варьируются факторы и конструктивные параметры, учитываемые в разных расчетных методиках. К факторам, оказывающим существенное влияние на несущую способность конструкции в рамках данного механизма разрушения, можно отнести: геометрические характеристики поперечного сечения конструкции, прочностные характеристики материалов – бетона и арматуры, интенсивность продольной [5] и поперечной арматуры [6], величина пролета среза [7, 8], масштабный энергетический эффект [9, 10]. Отсутствие учета или некорректный учет данных факторов в рамках методик расчета железобетонных конструкций на действие поперечной силы могут негативно повлиять на точность методики.

Учитывая значительный объем накопленных к настоящему времени экспериментальных данных по области исследований прочности бетонных и железобетонных элементов на действие поперечных сил, актуальной является задача оценки точности расчетных методов, принятых в отечественных и зарубежных нормативных документах.

## **Материалы и методы**

Оценка точности результатов, полученных с помощью расчетной методики, может быть выполнена путем их сравнения с результатами лабораторных испытаний. Для ре-

шения данной задачи были собраны результаты испытаний 1407 элементов из тяжелого бетона с прямоугольным поперечным сечением без предварительного напряжения, представленные в работах [5, 7, 8, 11–28]. Сравнение выполнялось по фактическим (средним) характеристикам материалов. Из выборки исключены 224 элемента, разрушение которых произошло в результате действия изгибающего момента ( $M \geq M_{ult}$ ). Для оставшихся 1183 элементов был выполнен расчет на действие поперечных сил с помощью ряда расчетных методик: СП 63.13330.2018 [1], Eurocode 2 [2], Model Code 2020 [3], ACI 318-25 [4]. Нагружение образцов в рамках испытаний выполнялось сосредоточенными силами (1093 образца) и равномерно распределенной нагрузкой (90 образцов). 113 образцов из выборки имели ненулевую продольную силу, из которых 57 образцов были подвержены действию растягивающей продольной силы, 56 – сжимающей. Основные параметры конструкций для оставшихся элементов представлены на рис. 1.

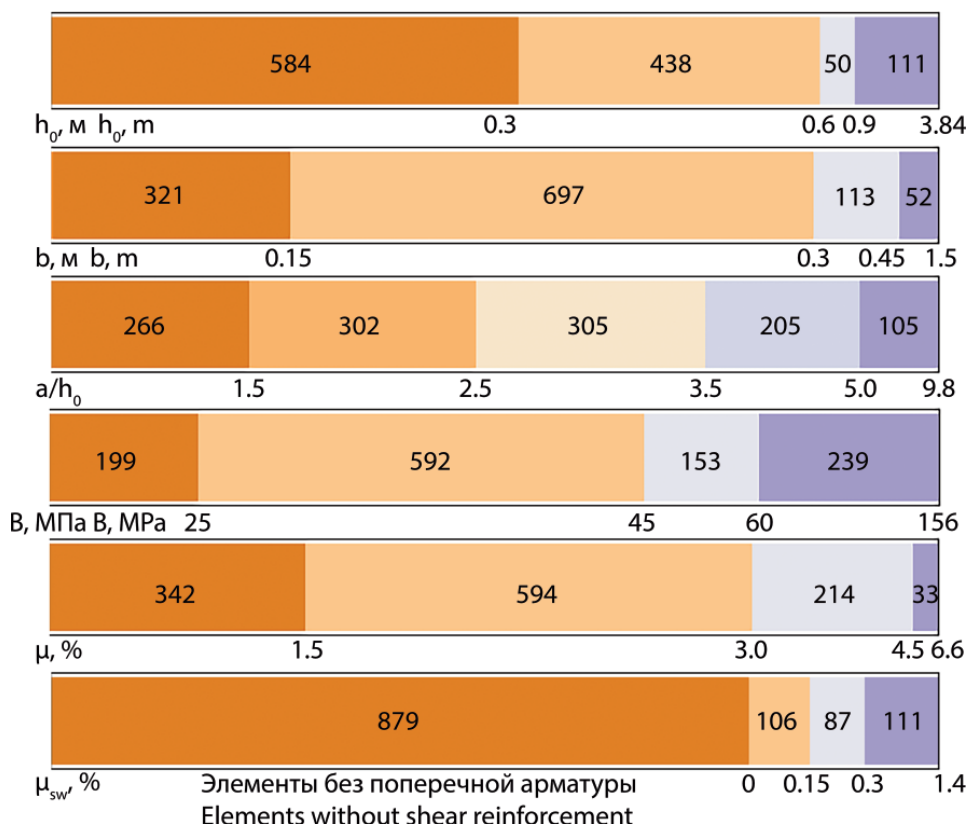


Рис. 1. Параметры конструкций из выборки  
 Fig. 1. Parameters of structures from the dataset

На рис. 1 присутствуют следующие обозначения:  $h_0$  – рабочая высота элемента;  $b$  – ширина элемента;  $a/h_0$  – относительный пролет среза;  $B$  – класс бетона, МПа;  $\mu$  – процент продольного армирования растянутой зоны;  $\mu_{sw}$  – процент поперечного армирования (см. формулу (1)):

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_w \times b} \times 100 \% \quad (1)$$

где  $A_{sw}$  – площадь поперечной арматуры;

$s_w$  – шаг поперечной арматуры.

Для получения оценки точности сравнения результатов использовали два показателя: коэффициент детерминации ( $R^2$ ), коэффициент вариации (Coefficient of Variation – CV).

Для определения величины  $Q_{calc}$  для каждого образца для всех рассмотренных нормативных методик выполнялась проверка ряда сечений в промежутке между опорой и сечением, соответствующим пролету среза конструкции (для конструкций, нагруженных равномерной нагрузкой – до середины пролета). Усилия в каждом сечении вычислялись в соответствии с расчетной схемой. Для каждого сечения, в соответствии с рассматриваемой расчетной методикой, вычислялась величина предельной поперечной силы  $Q_{calc,sec}$ . Предельная поперечная сила  $Q_{calc}$ , воспринимаемая конструкцией, определялась как наименьшее среди значений  $Q_{calc,sec}$ .

## Результаты исследования

В Eurocode 2 [2] представлены отдельные методики оценки несущей способности конструкции при действии поперечной силы в зависимости от величины пролета среза. Для конструкций величиной пролета  $3h_0$  и менее предполагается использование ферменной аналогии (см. формулы (2)–(4)):

$$Q_{ult,td} = F_{td} \cdot \tan(\theta_{cs}) = A_s \cdot f_{yd} \cdot \tan(\theta_{cs}) \quad (2)$$

$$Q_{ult,cd} = F_{cd} \cdot \sin(\theta_{cs}) = \sigma_{cd} \cdot b_c \cdot t \cdot \sin(\theta_{cs}) = v(\theta_{cs}) \cdot f_c \cdot b_c \cdot t \cdot \sin(\theta_{cs}) \quad (3)$$

$$\sigma_{nd} = v(\theta_{cs}) \cdot f_c, \quad (4)$$

где  $Q_{ult,td}$ ,  $Q_{ult,cd}$  – величины предельных сил, воспринимаемых раскосом и арматурой растянутого пояса соответственно;

$\sigma_{nd}$  – прочность узла;

$A_s$  – площадь арматуры;

$f_{yd}$  – предел текучести арматуры;

$t$  – толщина раскоса (может быть принята равной ширине стенки конструкции);

$b_c$  – ширина раскоса;

$f_c$  – цилиндрическая прочность бетона на одноосное сжатие;

$v$  – коэффициент, отражающий изменение прочности раскоса или узла в зависимости от вида напряженного состояния. Для сжатого раскоса величина  $v$  вычисляется в зависимости от угла наклона раскоса к горизонтали  $\theta_{cs}$  либо величины главных растягивающих деформаций  $\epsilon_1$ , для узла – на основании вида напряженного состояния.

Для конструкций с величиной пролета  $3h_0$  и более величина предельной поперечной силы может быть вычислена с помощью формулы (5) для конструкций без поперечной арматуры и с помощью формул (6) и (7) для конструкций с поперечной арматурой:

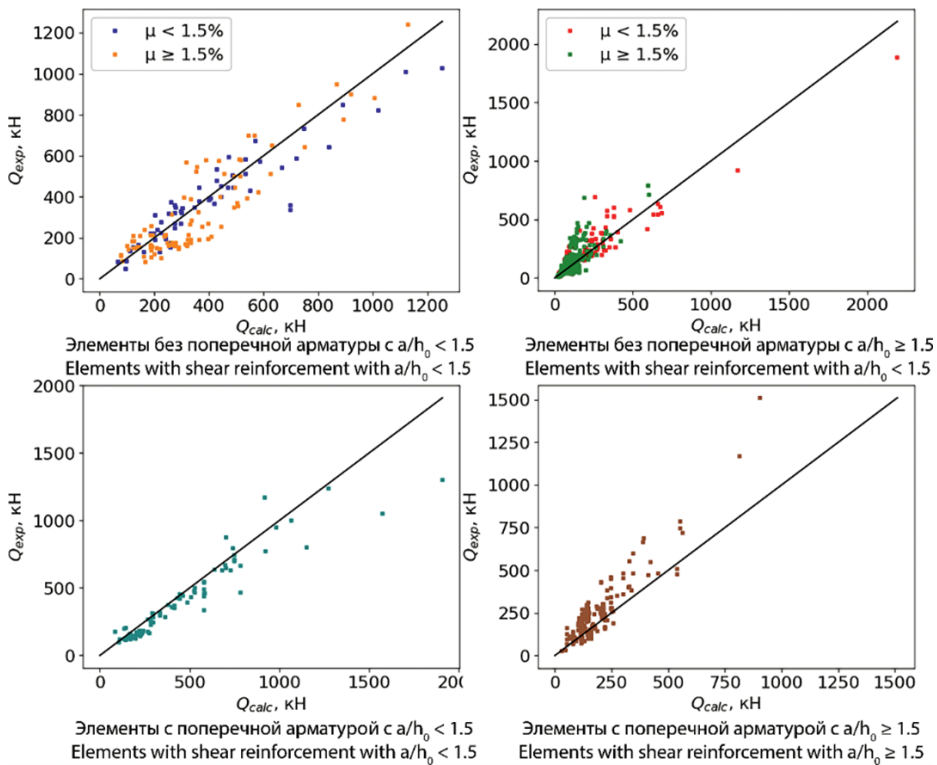
$$Q_{ult}/b \cdot h_0 = \tau_{Rdc} = 0.66 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c \cdot d_{ag}/a_v)^{1/3} - k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad (5)$$

$$Q_{ult}/b \cdot h_0 = \tau_{Rdc,sy} = \rho_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \leq v_{sy} \cdot f_c \quad (6)$$

$$\sigma_{cd} = \tau(\cot\theta + \tan\theta) \leq v_{sy} \cdot f_c, \quad (7)$$

где  $\rho_l$  – коэффициент продольного армирования растянутой зоны (принимается не более 2 %);  
 $d_{dg}$  – функция, учитывающая шероховатость трещины;  
 $a_v$  – функция, учитывающая пролет среза конструкции;  
 $\sigma_{cp} = N/A_c$  – величина напряжений от действия нормальной силы  $N$ ;  
 $A_c$  – площадь бетона рассматриваемого сечения;  
 $\rho_{sw}$  – коэффициент поперечного армирования;  
 $f_{ywd}$  – предел текучести поперечной арматуры;  
 $v_{sy}$  – понижающий коэффициент, величина которого может быть принята равной 0,5;  
 $\theta$  – угол наклона поверхности разрушения. Величина  $\theta$  выбирается так, чтобы обеспечивать максимально возможную величину  $\tau_{Rd,sy}$  с учетом соблюдения условия (7).

На рис. 2 представлено сравнение величины предельной поперечной силы  $Q_{calc}$ , вычисленной с помощью Eurocode 2 с величиной предельной поперечной силы  $Q_{exp}$ , установленной на основании лабораторных испытаний. В табл. 1 представлены статистические показатели результатов сравнения  $Q_{calc}$  и  $Q_{exp}$ .



**Рис. 2.** Графическое сравнение  $Q_{exp}$  с величиной  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [2]  
**Fig. 2.** Graphical comparison of  $Q_{exp}$  with the  $Q_{calc}$  value, obtained using [2]

Можно заключить, что результаты, полученные для конструкций с  $a/h_0 < 1,5$ , имеют хорошее совпадение с опытными данными. Результаты для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 < 1,5$ , у которых значение  $a/h_0$  близко к 1,5, имеют тенденцию к занижению несущей способности из-за отсутствия плавного перехода между методиками расчета для конструкций с разными пролетами среза. Для образцов с поперечной арматурой и  $a/h_0 \geq 1,5$  также наблюдается тенденция к занижению несущей способности конструкции.

Наличие подобной тенденции можно объяснить отсутствием учета вклада бетона в принятой в Eurocode 2 [2] методике расчета для конструкций с поперечной арматурой.

Таблица 1

**Статистические показатели результатов сравнения величин  $Q_{exp}$  и  $Q_{calc}$ , полученных с помощью [2]**

Table 1

**Statistical indicators of  $Q_{exp}$  and  $Q_{calc}$ , obtained using [2] comparison results**

Показатель	Элементы без поперечной арматуры				Элементы с поперечной арматурой	
	$a/h_0 < 1.5$		$a/h_0 \geq 1.5$		$a/h_0 < 1.5$	$a/h_0 \geq 1.5$
	$\mu < 1.5\%$	$\mu \geq 1.5\%$	$\mu < 1.5\%$	$\mu \geq 1.5\%$		
$R^2$	0,80	0,80	0,85	0,52	0,84	0,66
$CV$	0,23	0,36	0,42	0,47	0,22	0,31

В Model Code 2020 [3] представлены отдельные методики оценки несущей способности конструкции при действии поперечной силы в зависимости от величины пролета среза. Для конструкций с малым относительным пролетом среза для вычисления несущей способности предполагается использование ферменной аналогии (см. формулы (2)–(4)). Для конструкций с большой величиной относительного пролета среза используется подход, основанный на упрощенной версии Modified Compression Field Theory (MCFT) [29]. Величина предельной поперечной силы, воспринимаемая конструкцией ( $V_{rd}$ ), состоит из вкладов бетона ( $V_{rd,c}$ ) и поперечной арматуры ( $V_{rd,s}$ ) и может быть определена на основании формул (8)–(11).

$$V_{rd} = V_{rd,c} + V_{rd,s} \leq V_{rd,max} = \frac{1}{1 + 110 \cdot \varepsilon_1} \cdot f_c \cdot b_w \cdot \frac{z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (8)$$

$$V_{rd,c} = k_V \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot z \quad (9)$$

$$k_V = \begin{cases} \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + 0.7 \cdot k_{dg} \cdot z}, & \text{если } \rho_{sw} = 0 \\ \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x}, & \text{если } \rho_{sw} \geq 0.08 \cdot \sqrt{f_c}/f_{yd} \end{cases} \quad (10)$$

$$V_{rd,s} = A_{sw}/s_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta), \quad (11)$$

где  $z = 0,9h_0$  – плечо сил для вычисления касательных напряжений;

$k_V$  – коэффициент, зависящий от величины нормальных деформаций  $\varepsilon_x$  на уровне середины высоты, а также шероховатости магистральной трещины, учитываемой с помощью функции  $k_{dg}$  (увеличение размера крупного заполнителя и уменьшение деформаций ведут к увеличению несущей способности);

$\theta$  – угол между горизонталью и площадкой с главным сжимающими напряжениями (является функцией от  $\varepsilon_x$ );

$\varepsilon_1$  – первые главные деформации.

Величина  $f_c$  в выражении (8) принимается не более 64 МПа для конструкций с  $z \geq 0,8$  м.

Расчетная методика подразумевает несколько уровней уточнения результатов, определяющих содержание формул (8)–(11), при этом использование более высокого уровня позволяет получить более точный результат, но требует больше вычислений. В рамках данной работы использовались формулы уровня IIb.

На рис. 3 представлено сравнение величины предельной поперечной силы  $Q_{calc}$ , вычисленной с помощью Model Code 2020 [3], с величиной предельной поперечной силы  $Q_{exp}$ , установленной на основании лабораторных испытаний. В табл. 2 представлены статистические показатели результатов сравнения  $Q_{calc}$  и  $Q_{exp}$ .

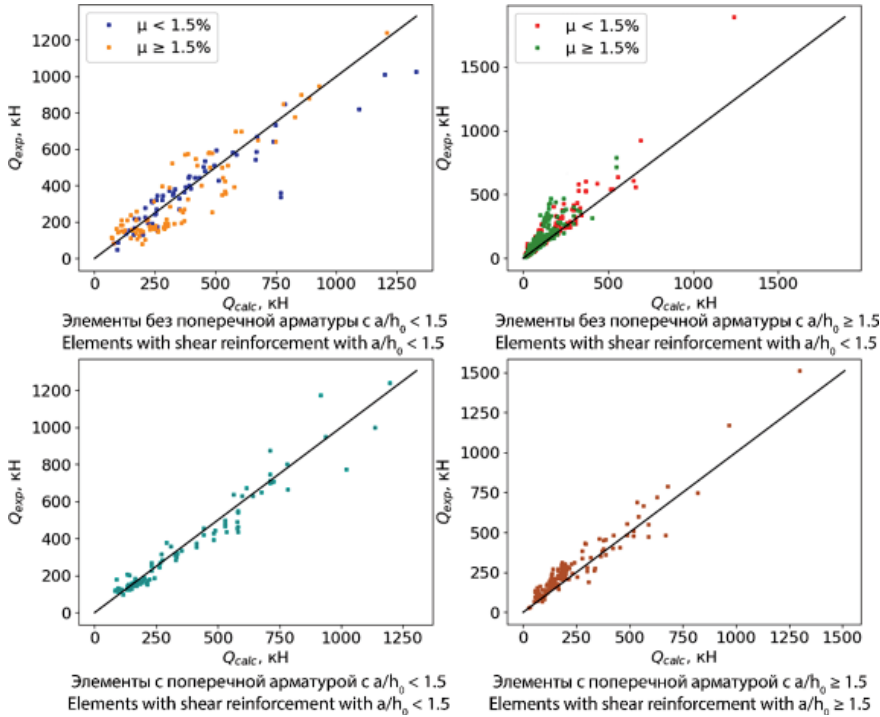


Рис. 3. Графическое сравнение  $Q_{exp}$  с величиной  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [3]  
 Fig. 3. Graphical comparison of  $Q_{exp}$  with the  $Q_{calc}$  value, obtained using [3]

Таблица 2

Статистические показатели результатов сравнения  $Q_{exp}$  и  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [3]

Table 2

Statistical indicators of  $Q_{exp}$  and  $Q_{calc}$ , obtained using [3] comparison results

Показатель	Элементы без поперечной арматуры				Элементы с поперечной арматурой	
	$a/h_0 < 1,5$		$a/h_0 \ge 1,5$		$a/h_0 < 1,5$	$a/h_0 \ge 1,5$
	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \ge 1,5 \%$	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \ge 1,5 \%$		
$R^2$	0,75	0,83	0,81	0,58	0,86	0,87
$CV$	0,22	0,26	0,37	0,31	0,23	0,23

Можно заключить, что результаты, полученные для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 < 1,5$  по методике [3], имеют хорошее совпадение с опытными данными.

Результаты для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 \geq 1,5$  имеют тенденцию к занижению несущей способности относительно результатов опытов, в целом сопоставимую с результатами расчетов по методике [2]. Для конструкций с поперечной арматурой наблюдается высокая степень соответствия результатам опытов.

Согласно ACI 318–25 [4] для конструкций с пролетом, не превышающим 4 высоты конструкции  $h$  (либо для участков конструкции, где расстояние между опорой и точкой приложения нагрузки менее  $2h$ ), расчет наклонных сечений на действие поперечной силы следует выполнять с помощью ферменной аналогии на основании формул (2), (12), (13).

$$Q_{ult,ns} = F_{ns} \cdot \sin(\theta_{cs}) = (A_{cs} \cdot 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_c + A'_s \cdot f'_s) \cdot \sin(\theta_{cs}) \quad (12)$$

$$\sigma_{nd} = 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_c, \quad (13)$$

где  $Q_{ult,ns}$  – предельная сила, воспринимаемая сжатым раскосом;

$\sigma_{nd}$  – прочность узла;

$A_{cs}$  – площадь сечения концевой участка рассматриваемого сжатого раскоса;

$A'_s$  – площадь сжатой арматуры вдоль длины раскоса;

$f'_s$  – напряжения в сжатой арматуре при номинальной осевой прочности раскоса;

$\beta_c$  – коэффициент, учитывающий увеличение прочности узла или раскоса в результате действия местного сжатия на опорную поверхность;

$\beta_s$  – коэффициент, учитывающий изменение прочности сжатого раскоса в зависимости от вида напряженного состояния;

$\beta_n$  – коэффициент, учитывающий изменение прочности узла в зависимости вида напряженного состояния.

В остальных случаях предельная поперечная сила согласно [4] может быть вычислена на основании формул (14)–(17):

$$V_n = V_c + V_s \quad (14)$$

$$V_{c,min} \leq V_c = (0.66 \cdot \lambda_s \cdot \rho_w^{1/3} \cdot \sqrt{f_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}) \cdot b_w \cdot h_0 \leq V_{c,max} \quad (15)$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + h_0/250[\text{мм}]}} \leq 1 \quad (16)$$

$$V_s = A_v/s \cdot h_0 \cdot f_{yt}, \quad (17)$$

где  $V_c$  и  $V_s$  – величина поперечной силы, воспринимаемая бетоном и поперечной арматурой соответственно;

$\lambda_s$  – функция, учитывающая влияние масштабного энергетического эффекта, полученная на основании уравнения баланса энергии при росте трещины в конструкции [10] (закон масштабного эффекта З. Бажанта);

$\rho_w = A_s/b_w/h_0$  – коэффициент продольного армирования растянутой зоны конструкции;

$A_g$  – площадь сечения бетона;

$N_u$  – продольная сила, действующая в конструкции;

$s$  – шаг поперечной арматуры;

$A_v$  – площадь поперечной арматуры в пределах шага  $s$ ;  
 $f_{yt}$  – предел текучести поперечной арматуры.

Величина  $f_c$  в формуле (15) принимается не более 68,9 МПа, что объясняется отсутствием достаточного количества испытаний конструкций, изготовленных из бетонов с  $f_c \geq 70$  МПа.

На рис. 4 представлено сравнение величины предельной поперечной силы  $Q_{calc}$ , вычисленной с помощью ACI 318-25 [4], с величиной предельной поперечной силы  $Q_{exp}$ , установленной на основании лабораторных испытаний. В табл. 3 представлены статистические показатели результатов сравнения  $Q_{calc}$  и  $Q_{exp}$ .

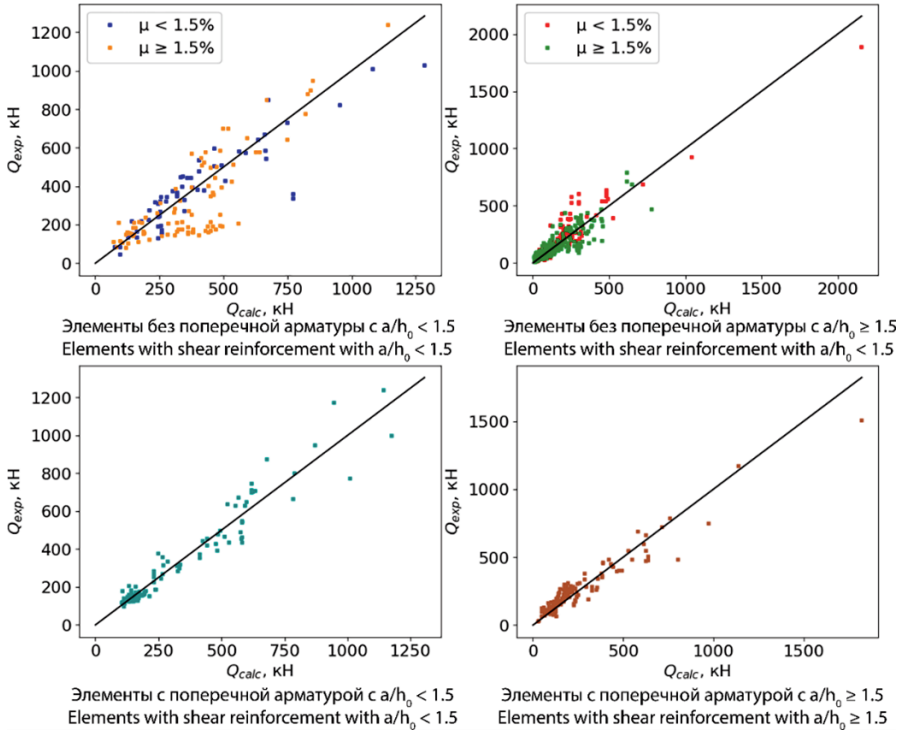


Рис. 4. Графическое сравнение  $Q_{exp}$  с величиной  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [4]  
 Fig. 4. Graphical comparison of  $Q_{exp}$  with the  $Q_{calc}$  value, obtained using [4]

Таблица 3

**Статистические показатели результатов сравнения величин  $Q_{exp}$  и  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [4]**

Table 3

**Statistical indicators of  $Q_{exp}$  and  $Q_{calc}$ , obtained using [4] comparison results**

Показатель	Элементы без поперечной арматуры				Элементы с поперечной арматурой	
	$a/h_0 < 1,5$		$a/h_0 \geq 1,5$		$a/h_0 < 1,5$	$a/h_0 \geq 1,5$
	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \geq 1,5 \%$	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \geq 1,5 \%$		
$R^2$	0,75	0,64	0,87	0,66	0,83	0,82
$CV$	0,24	0,41	0,36	0,35	0,23	0,27

Для конструкций без поперечной арматуры с  $\mu < 1,5$  % наблюдается хорошее совпадение с результатами лабораторных испытаний. Результаты, полученные для конструкций без поперечной арматуры с  $\mu \geq 1,5$  %, демонстрируют более низкую степень соответствия результатам опытов, что можно объяснить отсутствием верхней границы значения величины  $\rho_w$  в формуле (15). При этом для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 \geq 1,5$  сходимость методики АСІ 318-25 [4] с опытными данными выше, чем методик Eurocode 2 [2] и Model Code 2020 [3]. Для конструкций с поперечной арматурой наблюдается высокая степень соответствия опытным данным.

Методика расчета железобетонных конструкций на действие поперечных сил, представленная в СП 63.133330.2018 [1], основана на работах М.С. Боришанского и А.А. Гвоздева [30–32] и получила развитие в рамках работ А.С. Залесова [33, 34], М.С. Торяника [35], О.Ф. Ильина [36] и др. Согласно данной методике, должны быть обеспечены прочность элемента по полосе между наклонными сечениям (формула (18)), по наклонному сечению на действие поперечных сил (формулы (19)–(21)) и по наклонному сечению на действие изгибающего момента (формула (22)). Таким образом, несущая способность и приоритетный механизм разрушения определяется на основании наименьшей величины несущей способности, обеспечиваемой условиями (18), (19) и (22).

$$Q_{ult} = 0.3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \quad (18)$$

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} \quad (19)$$

$$Q_{b,min} \leq Q_b = \varphi_{b2} \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{C} \leq Q_{b,max} \quad (20)$$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C_{sw} \quad (21)$$

$$M_{ult} = M_s + M_{sw} \quad (22)$$

где  $R_{bt}$  – прочность бетона на одноосное растяжение;

$C$  – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента;

$R_{sw}$  – предел текучести поперечной арматуры;

$A_{sw}$  – площадь поперечной арматуры;

$s_w$  – шаг поперечной арматуры;

$C_{sw}$  – длина проекции наклонной трещины для учета вклада поперечной арматуры, принимаемая в диапазоне  $h_0-2h_0$ ;

$\varphi_n$  – функция, учитывающая влияние продольных напряжений в элементе;

$\varphi_{b2}$  – эмпирический коэффициент, обеспечивающий приближение расчетных и опытных значений прочности и принимаемый равным 1,5;

$\varphi_{sw} = 0,75$  – коэффициент, учитывающий дискретность расположения стержней поперечной арматуры.

На рис. 5 представлено сравнение величины предельной поперечной силы  $Q_{calc}$ , вычисленной с помощью СП 63.133330.2018 [1], с величиной предельной поперечной силы  $Q_{exp}$ , установленной на основании лабораторных испытаний. В табл. 4 представлены статистические показатели результатов сравнения  $Q_{calc}$  и  $Q_{exp}$ .

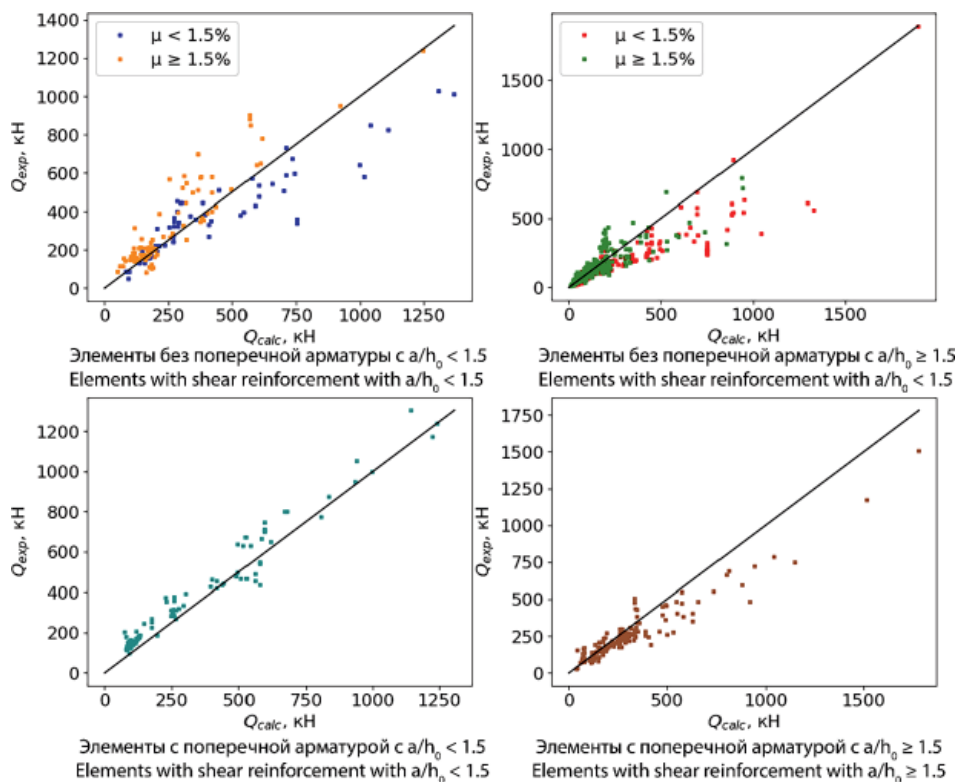


Рис. 5. Графическое сравнение  $Q_{exp}$  с величиной  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [1]  
 Fig. 5. Graphical comparison of  $Q_{exp}$  with the  $Q_{calc}$  value, obtained using [1]

Таблица 4

Статистические показатели результатов сравнения  $Q_{exp}$  и  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [1]

Table 4

Statistical indicators of  $Q_{exp}$  and  $Q_{calc}$ , obtained using [1] comparison results

Показатель	Элементы без поперечной арматуры				Элементы с поперечной арматурой	
	$a/h_0 < 1,5$		$a/h_0 \geq 1,5$		$a/h_0 < 1,5$	$a/h_0 \geq 1,5$
	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \geq 1,5 \%$	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \geq 1,5 \%$		
$R^2$	0,54	0,75	0,28	0,64	0,93	0,72
$CV$	0,26	0,30	0,31	0,30	0,22	0,37

Сравнительный анализ показывает, что методика СП 63.13330.2018 [1] имеет очень высокую сходимость с опытными данными для элементов с поперечной арматурой, особенно при  $a/h_0 < 1,5$  – самая высокая сходимость из всех рассмотренных методик. Анализ также показал, что имеются следующие особенности методики отечественных норм. Для элементов без поперечной арматуры при  $a/h_0 \geq 1,5$  и  $\mu < 1,5 \%$  наблюдаются тенденции к завышению теоретической несущей способности. Аналогичная тенденция, но в меньшей степени, наблюдается для элементов с поперечной арматурой при  $a/h_0 \geq 1,5$ . Указанные особенности проанализируем ниже.

В рамках представленной выборки из 1183 результатов испытаний разрушение по наклонному сечению от действия поперечной силы было определяющим механизмом

разрушения для 958 образцов (около 81 %), разрушение по наклонному сечению от действия изгибающего момента – для 212 образцов (порядка 18 %), разрушение по бетонной полосе между наклонными сечениями – для 13 образцов (чуть выше 1 %). Последний механизм разрушения был характерным для образцов, имеющих малую ширину  $b$ , низкий класс бетона по прочности на одноосное сжатие и процент продольного армирования  $\mu \geq 1,5$  %.

Можно предположить, что результаты, полученные для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 \geq 1,5$  при использовании методики [1], для которых определяющим механизмом разрушения является разрушение по наклонному сечению от действия поперечной силы, обладают тенденцией к завышению несущей способности с ростом рабочей высоты  $h_0$  из-за отсутствия учета масштабного энергетического эффекта, в частности в рамках формулы (20). Это можно увидеть на рис. 6, где представлена зависимость относительной несущей способности образца от рабочей высоты  $h_0$ , построенная на основании опытов из выборки для конструкций без поперечной арматуры.

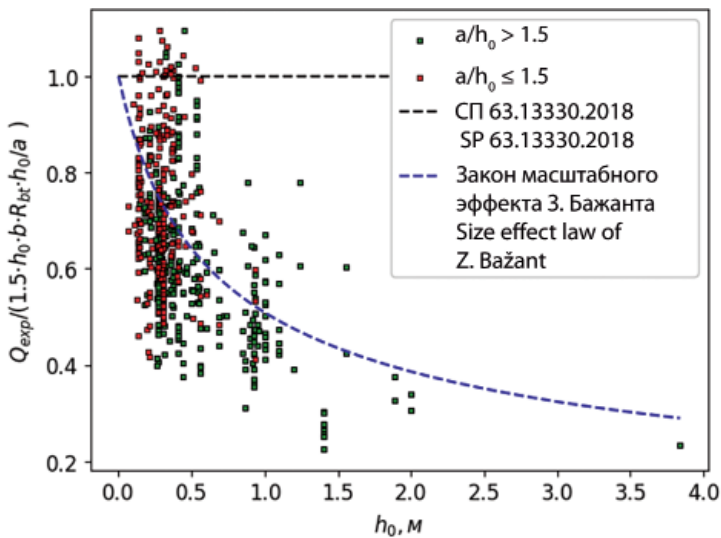
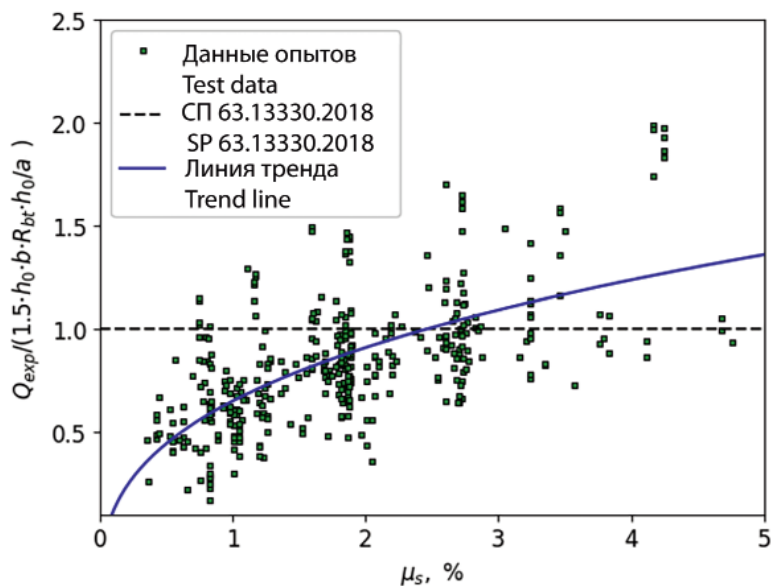


Рис. 6. Зависимость относительной несущей способности от рабочей высоты  $h_0$  для конструкций без поперечной арматуры

Fig. 6. Relationship between relative bearing capacity and effective depth  $h_0$  for structures without shear reinforcement

Как было указано выше, элементы с поперечной арматурой и  $a/h_0 \geq 1,5$  при расчете по методике [1] также обладают тенденцией к завышению теоретической несущей способности. При этом данная тенденция является менее выраженной, чем для элементов без поперечной арматуры, что объясняется участием поперечной арматуры в уравнении энергетического баланса при росте трещины [37]. На основании полученных статистических показателей можно сделать вывод о том, что тенденция с завышением несущей способности для образцов без поперечной арматуры с  $a/h_0 \geq 1,5$  является более ярко выраженной у конструкций с  $\mu < 1,5$  %. Данную тенденцию можно объяснить отсутствием учета влияния содержания продольной арматуры в рамках формулы (20). На рис. 7 представлена зависимость относительной несущей способности образца от величины  $\mu$ , построенная на основании опытов из выборки для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 \geq 1,5$ .



**Рис. 7.** Зависимость относительной несущей способности от коэффициента продольного армирования  $\mu$  для конструкций без поперечной арматуры и  $a/h_0 \geq 1,5$   
**Fig. 7.** Relationship between relative bearing capacity and reinforcement ratio  $\mu$  for structures without shear reinforcement and  $a/h_0 \geq 1.5$

## Заключение и обсуждение

На основании значений статистических показателей ( $R^2$ ,  $CV$ ) можно заключить, что методика расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям, представленная в [1], имеет лучшее совпадение с опытными данными среди рассмотренных расчетных методик для конструкций с поперечной арматурой и  $a/h_0 < 1,5$ . При этом для конструкций с поперечной арматурой при  $a/h_0 \geq 1,5$  расчетная методика из СП 63.13330.2018 [1] уступает в точности методикам из ACI 318-2025 [4] и Model Code 2020 [3], что можно связать с отсутствием учета в отечественных нормах масштабного энергетического эффекта и содержания продольной арматуры на вклад бетона  $Q_b$  (формула (20)). Кроме того, можно отметить тенденцию отечественных норм к некоторому завышению несущей способности наклонных сечений для элементов без поперечной арматуры при  $a/h_0 \geq 1,5$  и  $\mu < 1,5$  %.

Таким образом, актуальной является задача совершенствования методики расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям, представленная в [1]. Представляется, что методика может быть доработана путем учета влияния масштабного энергетического эффекта и процента продольного армирования на вклад бетона  $Q_b$  (формула (20)). Функция, учитывающая вклад масштабного эффекта, также должна учитывать влияние пролета среза конструкции (влияние данного эффекта уменьшается при малых величинах  $a/h_0$ ). Дополнительно может быть выполнено уточнение минимальной и максимальной величин вклада бетона  $Q_b$ . В общем случае методика должна предусматривать возможность оценки несущей способности конструкций, изготовленных из различных видов бетонов (обычный и высокопрочный тяжелый бетон, легкий бетон на различных заполнителях), и конструкций, имеющих форму сечений, отличную от прямоугольной, а также других факторов. Подобная модификация позволит повысить точность методики и расширить границы ее применения.

## Список литературы

1. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Москва: Минстрой России; 2018.
2. EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures.
3. fib Model Code for Concrete Structures 2020. fib Lausanne: Ernst & Sohn; 2020.
4. Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-25). Reported BY ACI committee 318. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute; 2025.
5. Cavagnis F., Fernández Ruiz M., Muttoni A. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. *Structural Concrete*, 2015;103:157–173. <https://doi.org/10.1002/suco.201700145>.
6. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев: Будивельник; 1989.
7. Leonhardt F., Walther R. The Stuttgart Shear Tests, 1961. C.&C.A. Library Translation No.III. London: Cement and Concrete Association; 1964. Available at: [https://openlibrary.org/books/OL17289655M/The\\_Stuttgart\\_shear\\_tests\\_1961](https://openlibrary.org/books/OL17289655M/The_Stuttgart_shear_tests_1961).
8. Jin-Keun K., Yon-Dong P. Shear strength of reinforced high strength concrete beam without web reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, 1994;46(166):7–16. <https://doi.org/10.1680/mac.1994.46.166.7>.
9. Bažant Z., Oh B.H. Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, 1983;16:155–177. <https://doi.org/10.1007/BF02486267>.
10. Bažant Z., Planas J. Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. Boca Raton: C.R.C.; 1998. <https://doi.org/10.1201/9780203756799>.
11. Leonhardt F., Walther R. Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. DAfStb H.151. Berlin; 1962.
12. Польской П.П. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов при различных видах бетона и формах сечения [диссертация]. Ростов-на-Дону; 1998.
13. Игнатович С. Исследование прочности железобетонных прямоугольных и тавровых балок по наклонному сечению [диссертация]. Вильнюс; 1973.
14. Шеина С.Г. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов при совместном действии продольных сжимающих и поперечных сил: диссертация [диссертация]. Ростов-на-Дону; 1984.
15. Ismai K.S. Shear Behaviour of Reinforced Concrete Deep Beams: Ph.D. Thesis. Sheffield, 2016. Available at: <https://etheses.whiterose.ac.uk/id/eprint/12600/>.
16. Силантьев А.С. Сопrotивление изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с учетом влияния продольного армирования [диссертация]. Москва; 2012.
17. Watstein D., Mathey R.G. Strains in beams having diagonal cracks. *ACI Journal Proceedings*, 1958;55(6):717–728. <https://doi.org/10.14359/11384>.
18. de Paiva H.R., Siess C.P. Strength and behavior of deep beams in shear. *Journal of the Structural Division*, 1965;91(5):19–41. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0001329>.
19. Lehwalter N. Bearing Capacity of Concrete Compression Struts in Truss Systems, Exemplified by the Case of Short Beams: PhD thesis. Darmstadt; 1988.
20. Tan K.H., Kong F.K., Teng S., Guan L. High-strength concrete deep beams with effective span and shear span variations. *ACI Structural Journal*, 1995;92(4):395–405. <https://doi.org/10.14359/991>.
21. Tan K., Lu H. Shear behavior of large reinforced concrete deep beams and code comparisons. *ACI Structural Journal*, 1999;96(5):836–845. <https://doi.org/10.14359/738>.
22. Oh J.-K., Shin S.-W. Shear strength of reinforced high-strength concrete deep beams. *ACI Structural Journal*, 2001;98(2):164–173.
23. Tan K., Cheng G., Cheong H. Size effect in shear strength of large beams-behavior and finite element modelling. *Magazine of Concrete Research*, 2005;57(8):497–509. <https://doi.org/10.1680/mac.2005.57.8.497>.
24. Tan K.-H., Cheng G.-H., Zhang N. Experiment to mitigate size effect on deep beams. *Magazine of Concrete Research*, 2008;60(10):709–723. <https://doi.org/10.1680/mac.2007.00030>.
25. Kong F.K., Robins P.J., Cole D.F. Web reinforcement effects on deep beams. *ACI Journal Proceedings*, 1970;67(12):1010–1017. <https://doi.org/10.14359/11247>.

26. Subedi N., Vardy A.E., Kubotat N. Reinforced concrete deep beams some test results. *Magazine of Concrete Research*, 1986;38(137):206–219. <https://doi.org/10.1680/macrc.1986.38.137.206>.
27. Tan K.H., Kong F.K., Teng S., Weng L.W. Effect of web reinforcement on high-strength concrete deep beams. *ACI Structural Journal*, 1997;94(5):572–581.
28. Foster S.J., Gilbert R.I. Experimental studies on high-strength concrete. *Structural Journal*, 1998;95(4):382–390. <https://doi.org/10.14359/9747>.
29. Bentz E.C., Vecchio F.J., Collins M.P. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal*, 2006;103(4):614–624.
30. Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов по стадии разрушения [диссертация]. Москва; 1942.
31. Боришанский М.С. Расчет железобетонных элементов при действии поперечных сил. Москва: Издательство литературы по строительству; 1964, с. 122–143.
32. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Москва: Государственное издательство строительной литературы; 1949.
33. Залесов А.С. Новый метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям. Расчет и конструирование железобетонных конструкций: труды института. Москва; 1977;39:16–28.
34. Залесов А.С., Ильин О.Ф. Опыт построения новой теории прочности балок в зоне действия поперечных сил. Новое о прочности железобетона. Москва: Стройиздат; 1977, с. 115–140.
35. Торяник М.С., Митрофанов В.П. Прочность и деформации железобетонных балок, разрушающихся по наклонной трещине // *Бетон и железобетон*. 1970;(2):39–41.
36. Ильин О.Ф. Исследование железобетонных балок из высокопрочного бетона при действии поперечных сил [диссертация]. Москва; 1973.
37. Бударин А.М., Ушаков О.Ю., Сабитов Л.С. Численное исследование влияния масштабного эффекта на продавливание толстых железобетонных плит // *Академический вестник УралНИИпроект РААСН*. 2025;1(64):72–79. <https://doi.org/10.25628/UNIIP.2025.64.1.029>.

## References

1. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Moscow: Gosstandart of Russia; 2018. (In Russian).
2. EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures.
3. fib Model Code for Concrete Structures 2020. fib Lausanne: Ernst & Sohn; 2020.
4. Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-25). Reported BY ACI committee 318. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute; 2025.
5. Cavagnis F., Fernández Ruiz M., Muttoni A. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. *Structural Concrete*, 2015;103:157–173. <https://doi.org/10.1002/suco.201700145>.
6. Zalesov A.S., Klimov Yu.A. Strength of reinforced concrete structures under the action of shear forces. Kyiv: Budivelnik; 1989. (In Russian).
7. Leonhardt F., Walther R. The Stuttgart Shear Tests, 1961. C.&C.A. Library Translation No.III. London: Cement and Concrete Association; 1964. Available at: [https://openlibrary.org/books/OL17289655M/The\\_Stuttgart\\_shear\\_tests\\_1961](https://openlibrary.org/books/OL17289655M/The_Stuttgart_shear_tests_1961).
8. Jin-Keun K., Yon-Dong P. Shear strength of reinforced high strength concrete beam without web reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, 1994;46(166):7–16. <https://doi.org/10.1680/macrc.1994.46.166.7>.
9. Bažant Z., Oh B.H. Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, 1983;16:155–177. <https://doi.org/10.1007/BF02486267>.
10. Bažant Z., Planas J. Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. Boca Raton: C.R.C.; 1998. <https://doi.org/10.1201/9780203756799>.
11. Leonhardt F., Walther R. Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. DAFStb H.151. Berlin; 1962.
12. Polskoy P.P. Strength and crack resistance of inclined sections of bending reinforced concrete elements at different types of concrete and section shapes [dissertation]. Rostov-on-Don; 1998. (In Russian).
13. Ignatavičius S. Investigation of strength of reinforced concrete rectangular and T-beams by inclined cross section [dissertation]. Vilnius; 1973. (In Russian).

14. Sheina S.G. Strength and fracture resistance of inclined sections of reinforced concrete elements under the joint action of longitudinal compressive and transverse forces [dissertation]. Rostov-on-Don; 1984. (In Russian).
15. Ismai K.S. Shear Behaviour of Reinforced Concrete Deep Beams: Ph.D. Thesis. Sheffield, 2016. Available at: <https://theses.whiterose.ac.uk/id/eprint/12600/>.
16. Silantiev A.S. Resistance of Bending Reinforced Concrete Elements in Inclined Sections Taking into Account the Influence of Longitudinal Reinforcement [dissertation]. Moscow; 2012. (In Russian).
17. Watstein D., Mathey R.G. Strains in beams having diagonal cracks. *ACI Journal Proceedings*. 1958;55(6):717–728. <https://doi.org/10.14359/11384>.
18. de Paiva H.R., Siess C.P. Strength and behavior of deep beams in shear. *Journal of the Structural Division*, 1965;91(5):19–41. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0001329>.
19. Lehwalter N. Bearing Capacity of Concrete Compression Struts in Truss Systems, Exemplified by the Case of Short Beams: PhD thesis. Darmstadt; 1988.
20. Tan K.H., Kong F.K., Teng S., Guan L. High-strength concrete deep beams with effective span and shear span variations. *ACI Structural Journal*, 1995;92(4):395–405. <https://doi.org/10.14359/991>.
21. Tan K., Lu H. Shear behavior of large reinforced concrete deep beams and code comparisons. *ACI Structural Journal*, 1999;96(5):836–845. <https://doi.org/10.14359/738>.
22. Oh J.-K., Shin S.-W. Shear strength of reinforced high-strength concrete deep beams. *ACI Structural Journal*, 2001;98(2):164–173.
23. Tan K., Cheng G., Cheong H. Size effect in shear strength of large beams—behavior and finite element modelling. *Magazine of Concrete Research*, 2005;57(8):497–509. <https://doi.org/10.1680/macrc.2005.57.8.497>.
24. Tan K.-H., Cheng G.-H., Zhang N. Experiment to mitigate size effect on deep beams. *Magazine of Concrete Research*, 2008;60(10):709–723. <https://doi.org/10.1680/macrc.2007.00030>.
25. Kong F.K., Robins P.J., Cole D.F. Web reinforcement effects on deep beams. *ACI Journal Proceedings*, 1970;67(12):1010–1017. <https://doi.org/10.14359/11247>.
26. Subedi N., Vardy A.E., Kubotat N. Reinforced concrete deep beams some test results. *Magazine of Concrete Research*, 1986;38(137):206–219. <https://doi.org/10.1680/macrc.1986.38.137.206>.
27. Tan K.H., Kong F.K., Teng S., Weng L.W. Effect of web reinforcement on high-strength concrete deep beams. *ACI Structural Journal*, 1997;94(5):572–581.
28. Foster S.J., Gilbert R.I. Experimental studies on high-strength concrete. *Structural Journal*, 1998;95(4):382–390. <https://doi.org/10.14359/9747>.
29. Bentz E.C., Vecchio F.J., Collins M.P. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal*, 2006;103(4):614–624.
30. Borishansky M.S. Calculation of bent rods and clamps in bending reinforced concrete elements by failure stage [dissertation]. Moscow; 1942. (In Russian).
31. Borishansky M.S. Calculation of reinforced concrete elements under the action of shear forces. Moscow: Publishing house of construction literature; 1964, pp. 122–143. (In Russian).
32. Gvozdev A.A. Calculation of bearing capacity of structures by the method of limit equilibrium. Moscow: State Publishing House of Construction Literature; 1949. (In Russian).
33. Zalesov A.S. New method of calculating the strength of reinforced concrete elements by inclined sections. Calculation and Design of Reinforced Concrete Structures: *Proceedings of the Institute*. Moscow; 1977;39:16–28. (In Russian).
34. Zalesov A.S., Ilyin O.F. Experience of building a new theory of beam strength in the zone of action of transverse forces. New about strength of reinforced concrete. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1977, pp. 115–140. (In Russian).
35. Toryanik M.S., Mitrofanov V.P. Strength and Deformations of Reinforced Concrete Beams Failing by Inclined Crack. *Concrete and Reinforced Concrete*, 1970;(2):39–41. (In Russian).
36. Ilyin O.F. Investigation of Reinforced Concrete Beams of High-Strength Concrete under the Action of shear forces [dissertation]. Moscow; 1973. (In Russian).
37. Budarin A.M., Ushakov O.Yu., Sabitov L.S. Numerical investigation of the size effect influence on punching shear capacity of thick reinforced concrete slabs. *Akademicheskij vestnik UralNIIProekt RAASN*, 2025;1(64):72–79. (In Russian). <https://doi.org/10.25628/UNIIP.2025.64.1.029>.

## **Информация об авторах / Information about the authors**

**Александр Михайлович Бударин\***, главный специалист отдела расчетных обоснований, АО «Институт Гидропроект»; Москва

e-mail: alex.budarin01@gmail.com

**Alexander M. Budarin\***, Chief Specialist of Structural Analysis Department, JSC Hydroproject, Moscow

e-mail: alex.budarin01@gmail.com

**Евгений Александрович Редикутьцев**, аспирант, УрФУ, Екатеринбург

e-mail: e.a.redikultsev@urfu.ru

**Evgeny A. Redikultsev**, graduate student, UrFU, Yekaterinburg

e-mail: e.a.redikultsev@urfu.ru

**Зенин Сергей Алексеевич**, канд. техн. наук, заведующий лабораторией теории железобетона и конструктивных систем, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: lab01@mail.ru

**Sergei A. Zenin**, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of the Theory of Reinforced Concrete Structures and Structural Systems, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab01@mail.ru

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author