

Вестник Томского государственного
архитектурно-строительного университета.
2024. Т. 26. № 6. С. 82–98.

ISSN 1607-1859 (для печатной версии)
ISSN 2310-0044 (для электронной версии)

Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo
arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta –
Journal of Construction and Architecture.
2024; 26 (6): 82–98.

Print ISSN 1607-1859
Online ISSN 2310-0044

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

УДК 624.075.2

DOI: 10.31675/1607-1859-2024-26-6-82-98

EDN: GJPNKQ

УСТОЙЧИВОСТЬ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕРЖНЕЙ С СЕРДЕЧНИКОМ В ВИДЕ ДВУТАВРА

Денис Владимирович Конин

АО «НИЦ "Строительство"», г. Москва, Россия

Аннотация. *Актуальность.* Рассмотрены исследования учета продольного изгиба в сжатых железобетонных и сталежелезобетонных стержнях. Установлено, что значительная часть исследований связана с испытаниями железобетонных конструкций с низким процентом армирования. Кроме того, испытания конструкций на устойчивость не выполнялись для новых высокопрочных бетонов.

Цель работы – установить действительные значения коэффициента продольного изгиба для сталежелезобетонных стержней различной гибкости из современных бетонов.

Методы. Запроектированы и испытаны стойки различной гибкости с процентом армирования около 10 %. Созданы конечно-элементные модели конструкций, подобные испытанным.

Результаты. По результатам испытаний установлено, что коэффициенты продольного изгиба в нормах существенно завышены и не дают запас при инженерном расчете конструкций, что подтверждается и конечно-элементными моделями конструкций. Разброс по большим гибкостям сталежелезобетонных конструкций может достигать 38 %.

Выводы. Предложена новая кривая коэффициента продольного изгиба для конструкций на всем диапазоне гибкостей от $l_0/h = 6$ до $l_0/h = 20$ при кратковременном действии нагрузки. Предложенная кривая имеет нелинейный характер, что соответствует теоретическим предпосылкам.

Научная новизна. Проведены систематизированные исследования устойчивости сталежелезобетонных стержней на широком диапазоне гибкостей.

Ключевые слова: бетон, высокопрочный бетон, сталь, сталежелезобетонная конструкция, жесткая арматура, внецентренное сжатие, устойчивость, коэффициент продольного изгиба

Для цитирования: Конин Д.В. Устойчивость сталежелезобетонных стержней с сердечником в виде двутавра // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2024. Т. 26. № 6. С. 82–98. DOI: 10.31675/1607-1859-2024-26-6-82-98. EDN: GJPNKQ

ORIGINAL ARTICLE

STABILITY OF STEEL REINFORCED RODS
WITH I-BEAM CORE

Denis V. Konin

Koucherenko Central Research Institute of Civil Structures, Moscow, Russia

Abstract. Purpose: The purpose of the work is to determine the longitudinal bending coefficient for steel reinforced rods of various flexibility.

Methodology: Design and testing of rods with various flexibility with about 10 % reinforcement. Creation of FE models of structures similar to the tested ones.

Research findings: Test results show that coefficients of longitudinal bending in rods are significantly overestimated and do not provide a margin for the structural analysis, which is confirmed by the FE models. The value spread in can reach 38 %.

Value: The dependence of longitudinal bending coefficient is suggested for structures over the entire range of flexibility from $l_0 / h = 6$ to $l_0 / h = 20$ under the dynamic load. The proposed non-linear curve corresponds to theoretical calculations. Systematic studies concern the stability of steel reinforced rods in a wide range of flexibility.

Keywords: concrete, high-strength concrete, steel, composite structure, rigid reinforcement, eccentrically compressed, stability, longitudinal bending coefficient

For citation: Konin D.V. Stability of Steel Reinforced Rods with I-Beam Core. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2024; 26 (6): 82–98. DOI: 10.31675/1607-1859-2024-26-6-82-98. EDN: GJPNKQ

Введение

Согласно СП 266.1325800.2016, коэффициент φ следует принимать при длительном действии нагрузки по таблице в зависимости от гибкости элемента и класса прочности бетона на сжатие, а при кратковременном действии нагрузки – по линейному закону, принимая $\varphi = 0,9$ при $\frac{l_0}{h} = 10 (\lambda = 34,5)$ и $\varphi = 0,85$ при $\frac{l_0}{h} = 20 (\lambda = 69)$, где l_0 – расчетная длина элемента; h – размер поперечного сечения в плоскости определения коэффициента φ .

Сталежелезобетонные конструкции, в особенности работающие на сжатие или на сжатие с изгибом, были широко исследованы в первой половине XX в. в СССР [1]. Имелись испытания для тонкостенных двутаров и клепаных составных конструкций, обетонированных бетонами и пескобетонами низкой, по современным представлениям, прочности. В середине и второй половине XX в. также были проведены работы по изучению устойчивости железобетонных и сталежелезобетонных стержней Э.Л. Житницкой [2], Н.А. Славинским, С.К. Микадзе, Н.А. Егоровым [3], Р.Х. Каюмовым [4], А.Н. Бамбурой [5], В.В. Гичко [6], В.В. Ханджи [7] и др. На основе экспериментов, выполненных Н.А. Егоровым, были разработаны положения по расчету сталежелезобетонных стоек, вошедших в «Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой», опубликованное в 1978 г. [8]. В данном до-

кументе влияние продольного изгиба в сжатых элементах учитывалось введением в расчет случайного эксцентриситета, как для железобетонной конструкции ($e = \frac{h}{30}$ или $\frac{l}{600}$), а также с учетом влияния прогибов от действия сжимающих нагрузок путем введения коэффициента $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$. Отдельно установлен-

ного коэффициента ϕ в руководстве не было [8].

Вопросы теории устойчивости железобетонных стержней без жесткого армирования были рассмотрены А.Д. Бегловым и Р.С. Санжаровским с соавторами [9, 10, 11, 12, 13]. В частности, в работе [13] рассмотрены и проанализированы кривые зависимости коэффициентов ϕ для колонн различной гибкости для случая внецентренно сжатых и имеющих случайные эксцентриситеты стоек. Предложена модель расчета сжато-изогнутых стержней путем введения коэффициента продольного изгиба, обозначенного k , а также безразмерного коэффициента $\frac{1+k\mu}{1+3\eta\mu}$, учитывающего влияние прочности бетона и арматуры,

начальных модулей деформации бетона и арматуры, процента армирования поперечного сечения. Показана сходимость предлагаемого метода расчета с экспериментами для железобетонных конструкций, выполненными Е.А. Чистяковым [14] и его соавторами, а также сопоставление с Eurocode 2: Design of concrete structures.

В работе [14] Е.А. Чистякова и материалах других авторов исследовано большое количество колонн гибкостью $\frac{l_0}{h}$ от 10,5 до 31,6 с малыми эксцентриситетами из бетонов класса прочности на сжатие от В15 до В45 и процентами армирования от 0,08 до 1,67 %. Изучены прямоугольные сечения и полые железобетонные трубы. Материалы исследований [14] легли в основу действующих норм РФ по проектированию железобетонных конструкций.

В работе В.В. Гичко [6] с учетом исследований [4, 5] составлен алгоритм «точного» метода расчета железобетонных сжатых стоек, основанный на решении методом последовательных приближений системы нелинейных уравнений. Системы уравнений составляются для поперечного сечения с внешней сжимающей нагрузкой с эксцентриситетом исходя из условия равновесия эпюры деформации искривленного стержня с учетом диаграммы работы бетона и стержневой арматуры с учетом криволинейных диаграмм работы. Представленный метод расчета не использует коэффициентов продольного изгиба и других эмпирических коэффициентов, учитывающих неравномерное распределение напряжений по сечению. Поэтому, вероятно, диапазон сходимости расчета автора [6] с собственными экспериментами и результатами исследований других авторов [4, 5] составляет от –23...31 % (запас в расчете отсутствует) до 51 % (коэффициент использования 1,51). Очевидно, что полный отказ от эмпирических данных и коэффициентов невозможен для конструкций из бетона, которым свойственно не только образование микро- и макротрещин на самом ран-

нем этапе нагружения, но и явление ползучести, в том числе при приложении кратковременно действующих нагрузок [15, 16, 17].

Одной из последних работ по рассматриваемой теме стали исследования 2014–2015 гг., выполненные сотрудниками ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Были проведены исследования работы моделей относительно коротких колонн из бетонов с классом прочности на сжатие от В40 до В100 на центральное и внецентренное сжатие с гибкостью $\frac{l_0}{h}$ около 5,5 для конструкций высотных

зданий. Жесткое армирование было выполнено из сварного двутавра, а процент армирования варьировался от 10,3 до 17,6 %. Результаты испытаний и расчетов моделей колонн представлены в работе [15], а также в других.

В нормативных документах по расчету сталежелезобетонных конструкций (СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные, EN 1994-1-1 (2004) (English): Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures) расчетные методы для учета эффектов продольного изгиба в сжатых конструкциях основываются на общепринятых в теории железобетона допущениях и гипотезах. Главные из них: допущение о совместной работе бетонной и стальной частей поперечного сечения и гипотеза плоских сечений, которые позволяют достаточно просто выполнять расчеты прочности, основываясь на уравнениях равновесия. В СП 266.1325800.2016 (форм. 7.4) значения коэффициента продольного изгиба φ на внецентренное сжатие приняты на основе норм по проектированию железобетонных конструкций (СП 63.13330.2018, разд. 8). Так было сделано ввиду отсутствия результатов систематизированных однотипных испытаний конструкций на устойчивость с различными процентами армирования и гибкостями из современных бетонов. Кроме того, в процессе проектирования ряда ответственных сооружений с использованием конечно-элементных программных комплексов, которые позволяют моделировать нелинейную работу материалов, были выявлены конструкции, в которых устойчивость гибких колонн теряется при нагрузках на 15–20 % меньших, чем установлены действующими нормами. Подробный анализ моделирования и сопоставления с нормативными значениями несущей способности стоек различных гибкостей приведен в разделе «Результаты».

Целью настоящего исследования является верификация существующих коэффициентов продольного изгиба φ при кратковременном действии нагрузки и экспериментальная их проверка или создание новой системы коэффициентов продольного изгиба, величины которых характерны для конструкций с жестким армированием и современных бетонов (в том числе высокопрочных).

Методы

Для верификации величин коэффициента продольного изгиба испытаны модели сталежелезобетонных стоек в интервале гибкостей $\frac{l_0}{h}$ от 6 до 20. Общий вид моделей приведен на рис. 1. Расчетная номинальная длина моделей: М1.1 – 3200 мм, М1.2 – 2400 мм, М1.3 – 1600 мм, М1.4 – 960 мм; поперечное номинальное сечение по опалубке размером 160×160 мм. Жесткая арматура выполнена в виде двутавра, образованного из двух швеллеров высотой 100 мм

по ГОСТ 8240–97 из стали С345. Класс бетона по прочности на сжатие – В100. Продольная арматура принята диаметром 8 мм класса А500С и приварена к опорным стальным пластинам модели, хомуты выполнены из арматуры класса А500С диаметром 6 мм и установлены с шагом 100 мм. Общий вид жесткой арматуры колонн показан на рис. 2. Суммарный процент армирования поперечного сечения для всех моделей составляет 10,3 %.

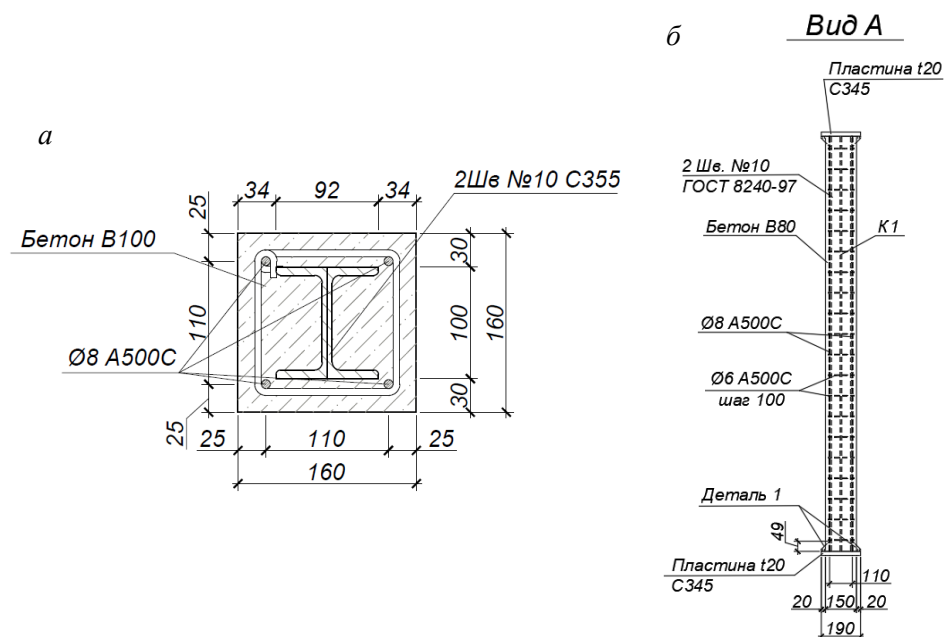


Рис. 1. Схема испытанных моделей:

a – поперечное сечение; *б* – вид сбоку

Fig. 1. Schematic of tested models:

a – cross-section; *b* – side view

Для фиксации деформаций стали и бетона в наиболее нагруженном сечении (по центру высоты стойки) установлена группа тензорезисторов. На полках и стенках двутавра наклеены фольговые тензорезисторы серии FLA (FLAB) Tokyo Sokki Kenkyujo с базой 5 (10) мм, номинальным омическим сопротивлением 120 Ом и тензочувствительностью 2,10...2,20. Датчики после наклеивания герметизировались от попадания влаги эпоксидной смолой. После бетонирования на предварительно зашлифованную поверхность бетона были наклеены фольговые тензорезисторы серии PL (PFL) Tokyo Sokki Kenkyujo с базой 60 (120) мм, номинальным омическим сопротивлением 120 Ом и коэффициентом тензочувствительности 2,08...2,12. Как показали ранее проведенные автором испытания, база 60 мм и более позволяет регистрировать деформации на поверхности бетона даже в процессе активного трещинообразования практически до момента разрушения бетона. До начала испытаний каждой серии моделей проводились испытания контрольных бетонных образцов-кубов в соответствии с требованиями ГОСТ 10180–2012 «Бетоны. Методы определения проч-

ности по контрольным образцам». Испытание самих экспериментальных моделей проводилось в соответствии с требованиями ГОСТ 8829–2018 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости». Кроме того, для контроля физико-механических характеристик стали жесткого армирования и стержневой арматуры выполнены испытания пропорциональных цилиндрических образцов по ГОСТ 1497–84 «Металлы. Методы испытаний на растяжение». Испытания моделей выполнены на тарированном прессе MAN500 (рис. 3), моделирующем осевую нагрузку до 500 тс (5 МН), на испытательной базе ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (институт АО «НИЦ «Строительство»). Нагружение производилось поэтапно ступенями не более 10 % от контрольной нагрузки по прочности. На каждой ступени осуществлялась выдержка модели.

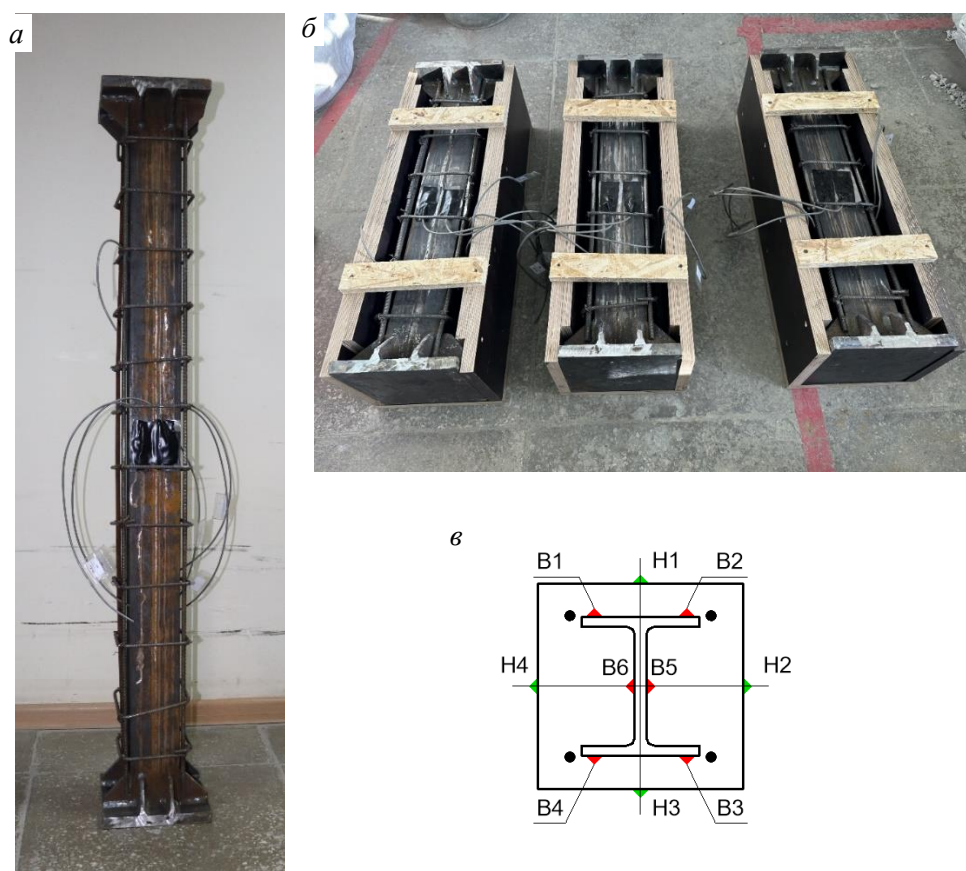


Рис. 2. Элементы жесткого армирования:

a – жесткое армирование М1.3; *б* – модели М1.4, уложенные в опалубку перед бетонированием; *в* – схема установки тензодатчиков на стали (красный) и железобетоне (зеленый)

Fig. 2. Elements of rigid reinforcement:

a – rigid reinforcement М1.3; *b* – models М1.4 placed in the formwork before concreting; *c* – installation of tensiometers on steel (red) and reinforced concrete (green)

Все модели испытывались на внецентренное сжатие (рис. 4) с эксцентриситетом 5 мм, что близко по значению к случайному эксцентриситету ($\frac{h}{30} = 5,3$ мм).

Перед нагружением модели производилась выверка нагрузочных приспособлений относительно заранее нанесенных разметочных рисок на поверхности колонн. В процессе испытаний на каждом шаге фиксировались: относительные деформации на тензорезисторах при помощи тензоизмерительной станции, вертикальные абсолютные перемещения, значение сжимающей нагрузки в начале и конце времени выдержки.



Рис. 3. Общий вид испытательной установки с моделью типа М1.4

Fig. 3. General view of test facility with the M1.4 type model

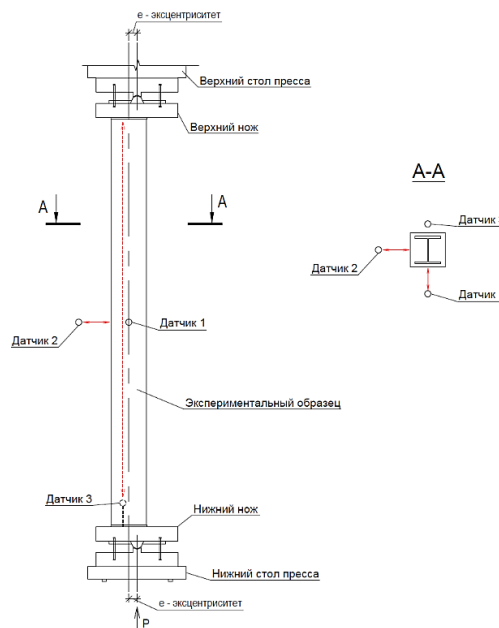


Рис. 4. Схема установки датчиков прогиба и продольной деформации

Fig. 4. Schematic arrangement of deflection and longitudinal strain gauge

Сжатые стойки с жесткой арматурой под нагрузкой также изучены при помощи конечно-элементного численного моделирования в ПК ATENA с учетом нелинейной работы материалов: трехлинейной диаграммы для бетона и двухлинейной – для стали. Созданы модели, полностью повторяющие испытанные конструкции по геометрии, граничным условиям, эксцентриситетам и материалам. Размеры сетки конечных элементов и параметры ступенчатого нагружения заданы на основе решения тестовых задач. Средний размер конечного элемента составлял 20 мм, в необходимых местах было выполнено сгущение сетки. Количество шагов для каждой модели также подобрано индивидуально и составляло не менее 20. Для описания работы бетона использована модель материала Fracture-Plastic Constitutive Model (CC3DCementitious2). Модель основана на комбинации модели разрушения при растяжении (Rankine-Fracturing Model)

с моделью разрушения при сжатии материала (Menétrey-Willam). Расчеты всех конструкций выполнены с учетом образования и раскрытия трещин в бетоне. Примеры моделей конструкций приведены на рис. 5.

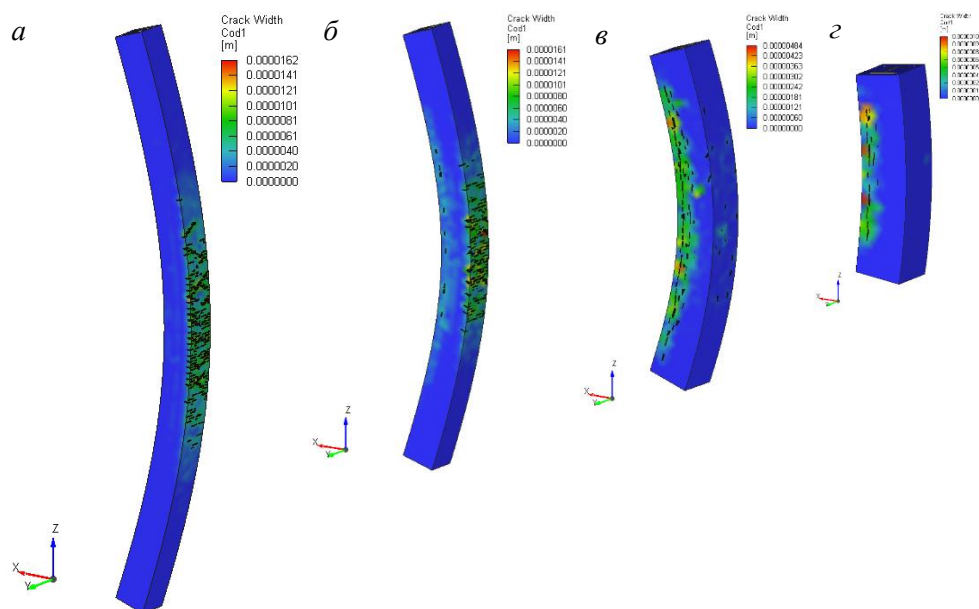


Рис. 5. Деформированные схемы КЭ-моделей с трещинами в бетоне:

a – M1.1; *б* – M1.2; *в* – M1.3; *z* – M1.4

Fig. 5. FE models of concrete deformation with cracking:

a – M1.1; *b* – M1.2; *c* – M1.3; *d* – M1.4

Результаты

По результатам испытаний получены деформации выгиба моделей ($f_{\max}$), укорочения ($dL_{\max}$), распределения напряжений по показаниям тензодатчиков (σ_{st} – на стали и σ_b – на бетоне), предельная разрушающая нагрузка N_u . Основные результаты испытаний приведены в табл. 1. Среднее значение предела текучести конструкционной стали и арматуры по результатам испытаний отобранных образцов – 409 и 530 МПа соответственно; прочность бетона на сжатие для каждой партии испытаний приведена в табл. 1, графа 5. В табл. 1 также приведена вычисленная предельная прочность поперечного сечения с учетом фактических материалов N_{calc} (графа 6), определенная как сумма несущей способности поперечного сечения каждого элемента поперечного сечения (бетона, жесткой и стержневой арматуры).

На рис. 6 приведены данные измерений напряжений на стальных элементах жесткого армирования (σ_{st}) и на бетоне (σ_b) в виде эпюр нормальных напряжений для некоторых испытанных колонн в поперечном сечении в плоскости полук двутавра по ступеням нагрузки для каждой группы моделей (т. е. в направлении приложения моментной нагрузки в виде эксцентриситета).

Таблица 1

Результаты испытаний

Table 1

Test results

Мо- дель	l_0 , см	h , см	$\frac{l_0}{h}$	R_b , МПа	N_{calc} , кН	N_u , кН	σ_{st} , МПа (N / N_u)	σ_b , МПа (N / N_u)	f_{max} , мм (N / N_u)	dL_{max} , мм (N / N_u)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
M1.1.1	315,2	16,0	19,7	96,21	3232	2207	193 (0,93)	74 (0,93)	7,5 (0,93)	5,3 (0,93)
M1.1.2	315,2	16,0	19,7	96,21	3232	1766	162 (1,00)	96 (1,00)	1,8 (0,42)	3,0 (0,42)
M1.2.1	243,0	16,2	15,0	94,77	3199	2796	270 (1,00)	96 (1,00)	2,0 (0,74)	4,9 (0,63)
M1.2.2	242,3	16,2	15,0	94,77	3199	2551	234 (1,00)	96 (1,00)	4,7 (0,81)	4,8 (0,81)
M1.2.3	243,9	16,3	15,0	94,77	3199	2354	208 (1,00)	72 (1,00)	2,75 (0,94)	4,9 (0,88)
M1.3.1	161,8	16,2	10,0	95,58	3218	2502	304 (1,00)	87 (1,00)	1,1 (0,82)	4,23 (0,76)
M1.3.2	161,4	16,1	10,0	95,58	3218	2649	355 (1,00)	96 (1,00)	3,0 (0,94)	3,6 (0,83)
M1.3.3	162,0	16,2	10,0	95,58	3218	3090	315 (1,00)	96 (1,00)	1,2 (0,71)	4,7 (0,48)
M1.4.1	96,6	16,1	6,0	96,75	3245	2619	295 (1,00)	84 (1,00)	0,15 (0,67)	2,5 (0,79)
M1.4.2	96,5	16,1	6,0	96,75	3245	3090	305 (1,00)	96 (1,00)	0,12 (0,70)	2,4 (0,70)
M1.4.3	96,7	16,1	6,0	96,75	3245	2649	258 (0,89)	90 (0,89)	0,79 (0,89)	2,3 (0,89)

На основании анализа эпюр можно оценить эксцентриситет в среднем сечении по длине колонны путем определения центра тяжести эпюр нормальных напряжений стали и бетона. Данный эксцентриситет обозначим $e_{st,b}$. В соответствии с нормами проектирования и основными теоретическими предпосылками расчета стержней на устойчивость по деформированной схеме (с учетом дополнительного эксцентриситета от возрастающего прогиба) эксцентриситет на этапе приложения нагрузки N вычисляется по формуле

$$e_{st,b} = e_0 \eta, \quad (1)$$

где $e_{st,b} = e_0 \eta$; коэффициент $\eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}}$, где N_{cr} – критическая сила по Эйлеру.

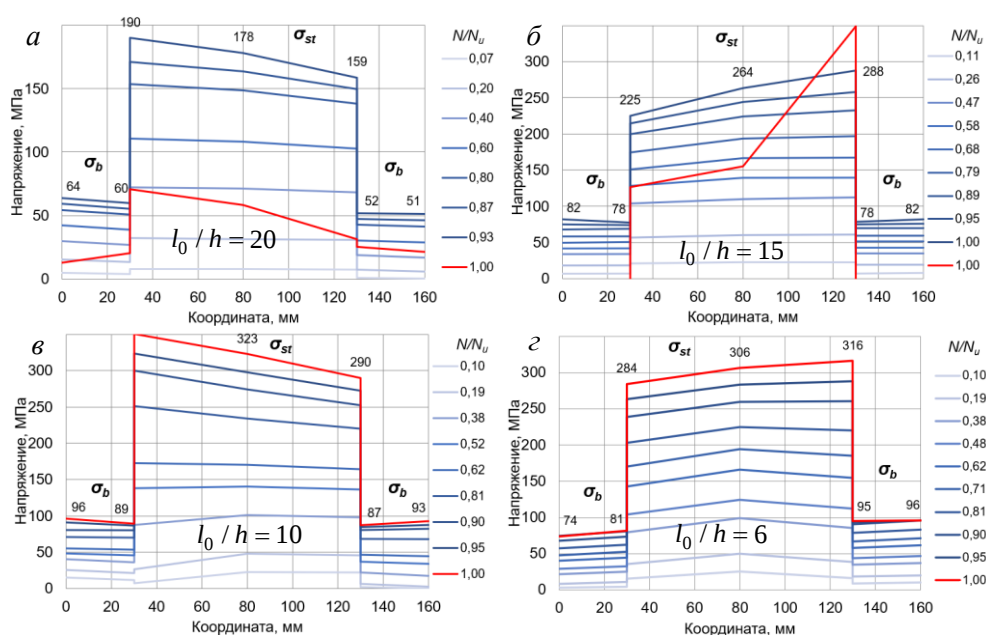


Рис. 6. Нормальные напряжения в плоскости полок двутавра:

a – M1.1.1; *б* – M1.2.1; *в* – M1.3.3; *г* – M1.4.2

Fig. 6. Normal stresses in I-beam plane:

a – M1.1.1; *b* – M1.2.1; *c* – M1.3.3; *d* – M1.4.2

Исходя из полученных по результатам тензометрии данных, рассмотрим графики эксцентриситетов $e_{st,b}$ для испытанных стоек и сопоставим их с графиками соответствующего теоретического (ожидаемого) эксцентриситета $e_0\eta$ (рис. 7).

На графиках видно, что для всех сжатых стержней имеется начальный участок диаграмм эксцентриситетов от 0,2 до $0,4 \frac{N}{N_u}$, где эксцентриситеты пре-

вышают теоретический. Данное обстоятельство соответствует условиям испытаний, при которых на начальных этапах происходит обжатие конструкции, опорных частей, шарниров. Поскольку напряжения в стали и бетоне на этапах нагружения до $0,4 \frac{N}{N_u}$ являются весьма малыми (см. рис. 6) и условно упругими

(не более 30 МПа – в бетоне и 80 МПа – в стали), «повышенное» фактическое значение эксцентриситета не влияет на дальнейшие результаты испытаний. На последующих этапах нагружения эксцентриситет изменяется в пределах ожидаемых значений (лежит ниже), показанных на рис. 7 пунктирными линиями. В гибких колоннах (M1.1, где $l_0/h = 19,7$) эксцентриситет при нагружении от $0,7 \frac{N}{N_u}$ до разрушения начинает фактически плавно расти параллельно линии

ожидаемого эксцентриситета, т. е. только в довольно гибких сталежелезобетонных элементах отмечается эффект влияния деформированной схемы и рост эксцентриситета за счет нарастающей деформации выгиба стержня.

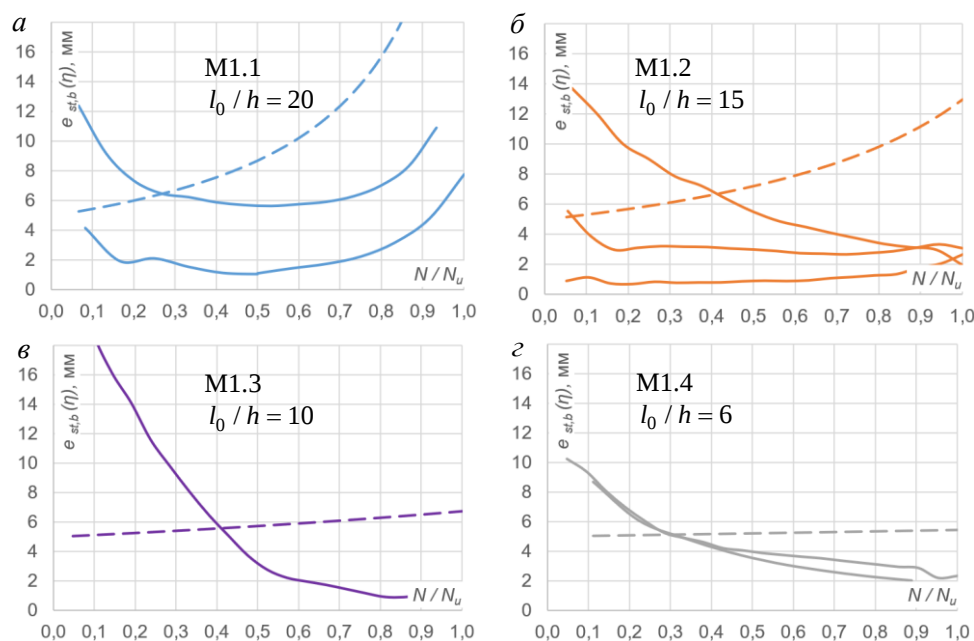


Рис. 7. Эксцентриситеты фактические (сплошные линии) и теоретические (пунктир) для соответствующих групп моделей:

a – M1.1; b – M1.2; c – M1.3; d – M1.4

Fig. 7. Real (solid lines) and theoretical (dashed lines) eccentricities for different models:

a – M1.1; b – M1.2; c – M1.3; d – M1.4

На рис. 8 приведены данные измерений деформаций испытанных стержней: относительного прогиба $\frac{f}{L_0}$ и относительного укорочения $\frac{dL}{L_0}$. Ввиду того, что в каждой группе моделей были идентичные экземпляры колонн, отличающиеся незначительно по геометрическим параметрам поперечных сечений, внутри каждой группы данные по прогибам были осреднены на каждой ступени нагрузки. На графиках они представлены в виде дискретных значений. Сплошными линиями показаны соответствующие кривые для групп моделей, полученные конечно-элементным моделированием.

Анализируя представленные на рис. 8 данные, можно заключить, что численные конечно-элементные модели достаточно точно описывают работу реальных испытанных стержней даже при относительно упрощенном моделировании работы стали и бетона (двух- и трехлинейной диаграммы соответственно). Дискретные значения, полученные по результатам испытаний, повторяют очертания графиков КЭ-моделей, что говорит о правильном подходе, принятом при моделировании сжато-изогнутых стержней. Имеющиеся разбросы обусловлены фактически отличными от нормативных и принятых в КЭ-моделях модулей деформации бетона, другими случайными факторами. Для деформаций укорочения при нагрузках от 0 до $0,8 \frac{N}{N_u}$ для всех исследованных гибкостей отмечены практически линейные графики, что позволяет с достаточ-

ной надежностью оценивать укорочение конструкций по простым соотношениям осевой жесткости. Представленные выше данные по анализу напряжений, деформаций конструкций и сравнение их с данными компьютерного моделирования показывают достаточно хорошую сходимость результатов в целом. В связи с этим считаем возможным дальнейшие обобщения для других бетонов и видов жесткого армирования выполнять с учетом материалов, полученных в ходе настоящего исследования.

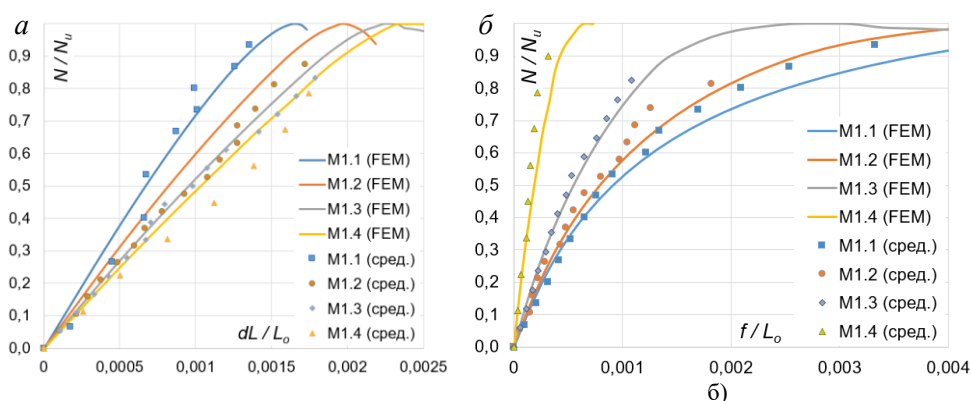


Рис. 8. Деформации испытанных и КЭ-моделей:

a – относительное укорочение; b – относительный прогиб

Fig. 8. Deformation of tested and FE models:

a – compressive deformation; b – relative deflection

В табл. 2 приведены обобщенные результаты эксперимента и КЭ-моделирования исследованных конструкций. Представлены нормативные значения коэффициента $\varphi_{СП}$ (графа 4) для соответствующих гибкостей, несущая способность стержней по нормам с учетом этого коэффициента, определяемая перемножением $N_{calc} \varphi_{СП}$ (графа 5); приведены частные и средние значения коэффициента $\varphi_{test} = \frac{N_u}{N_{calc}}$ (графа 8); даны предельные значения сжимающих сил по результатам КЭ-моделирования (графа 10). На рис. 9 приведены сравнительные диаграммы по результатам испытаний и расчетов.

При сравнении значений несущей способности, вычисленных при помощи нормативного коэффициента $\varphi_{СП}$, получаются достаточно большие разбросы по сравнению с данными экспериментов (графа 14) и конечно-элементного моделирования. Разница составляет от -5 до -38% при максимальной гибкости $l_0/h \approx 20$, т. е. определение несущей способности с использованием коэффициента $\varphi_{СП}$ не дает запаса и завышает предельную несущую способность стержней. При этом результаты выполненных численных расчетов и экспериментов согласуются между собой достаточно хорошо (графа 15); разница от $6,5\%$ до $-2,5\%$. Кривая коэффициента $\varphi_{СП}$, построенная по текущим нормам (СП 63.13330 и СП 266.1325800), не отражает действительной работы стоек на

всем диапазоне гибкостей и при расчете устойчивости при кратковременном действии нагрузок не дает запаса, напротив, приводит к завышенным значениям коэффициента φ . Видно, что график нормативного коэффициента φ (красный пунктир) противоречит теоретическим предпосылкам расчета гибких стержней на устойчивость и не имеет снижения при повышении гибкости. Нелинейный характер графика $\varphi - l_0 / h$ подтверждается опытами с железобетонными элементами и исследованиями других авторов (например, [9, 14]), соответствует общим законам сопротивления материалов и строительной механики.

Таблица 2

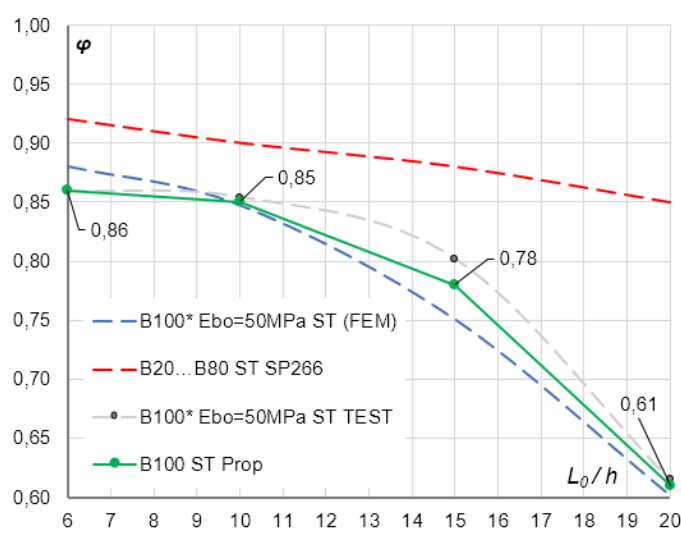
Сводные данные расчетов и эксперимента

Table 2

Calculation and experiment data															
Мо- дель	$\frac{l_0}{h}$	$N_{calc}, \text{ кН}$	СП 266		Эксперимент ¹				КЭ-расч.		Предло- жение		Сравнение ²		
			φ СП	$N_{calc} \varphi$ СП, кН	$N_{u}, \text{ кН}$	$N_{u,av}, \text{ кН}$	$\varphi_{test} = N_u / N_{calc}$	$\varphi_{av, test}$	$N_{FEM}, \text{ кН}$	$\varphi_{FEM} = N_{FEM} / N_{calc}$	φ_{prop}	$N_{calc} \varphi_{prop}, \text{ кН}$	$\Delta (5/7), \%$	$\Delta (10/7), \%$	$\Delta (13/7), \%$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
M1.1	19,7	3232	0,85	2747	2207	1986	0,68	0,62	1943	0,60	0,61	1972	-38	2,2	0,7
	19,7	3232			1765		0,55								
M1.2	15	3198	0,88	2814	2795	2566	0,87	0,80	2400	0,75	0,78	2494	-10	6,5	2,8
	15	3198			2550		0,80								
	15	3198			2354		0,74								
M1.3	10	3217	0,9	2895	2501	2746	0,78	0,85	2725	0,85	0,85	2734	-5	0,8	0,4
	10	3217			2648		0,82								
	10	3217			3090		0,96								
M1.4	6	3244	0,92	2984	2619	2786	0,81	0,86	2855	0,88	0,86	2790	-7	-2,5	-0,1
	6	3244			3090		0,95								
	6	3244			2648		0,82								

Примечания:

- Средние значения величин в графах 7 и 9 вычислены как среднее арифметическое значение в графах 6 и 9 соответственно.
- Сравнение величин выполнено по формуле $\Delta = \left(1 - \frac{\text{Номер столбца } n}{\text{Номер столбца } m}\right) 100 \%$. Обозначение $\Delta(5/7)$ означает номера сравниваемых столбцов n и m .

Рис. 9. Коэффициенты продольного изгиба ϕ Fig. 9. Longitudinal bending coefficient ϕ

Для устранения выявленных противоречий предложена новая кривая для бетонов В100, которая приведена на рис. 9 (зеленая линия) и в табл. 2 (графа 12). Данная кривая охватывает результаты испытаний (серый пунктир) и численных расчетов (синий пунктир). Сравнение фактической несущей способности по эксперименту и вычисленной по предлагаемым величинам коэффициента ϕ_{prop} показывает, что разница между ними составляет от $-0,1\%$ до $2,8\%$ (графа 16). Это является удовлетворительной разницей для расчетов инженерной точности.

Заключение

По итогам исследования можно сделать следующие выводы:

1 Выполнены экспериментально-теоретические исследования с численным моделированием стержней различной гибкости для подтверждения нормативных закономерностей для коэффициента продольного изгиба при кратковременном действии нагрузки ϕ .

2. Анализ экспериментальных, расчетных и нормативных данных показал, что значение коэффициента ϕ при кратковременном действии нагрузки в СП 266.1325800 существенно завышено как по сравнению с экспериментальными данными, так и с результатами численных расчетов. Разница с экспериментальными данными составляет от $5,4\%$ для $l_0/h = 10$ до 38% при $l_0/h = 20$, что говорит о необходимости корректировки нормативных значений коэффициента. Кривая коэффициента ϕ должна иметь явный нелинейный характер и учитывать различные значения модулей деформации бетона.

3. По результатам анализа экспериментальных данных и численных расчетов по напряжениям, деформациям, образованию трещин установлена их удовлетворительная сходимость. Это позволяет в дальнейшем моделировать

стержни из различных бетонов и разными конструкциями жесткой арматуры. По выгибу и укорочению стержней в целом достаточно точные результаты численного моделирования получаются при задании трехлинейной диаграммы работы бетона и двухлинейной – стали.

4. По результатам анализа экспериментальных исследований подтверждаются значения случайных эксцентриситетов на уровне $b/30$ (где b – характерный размер железобетонной части поперечного сечения), применяемых при расчете сжатых конструкций. Для сталежелезобетонных конструкций данный эксцентриситет обусловлен взаимно эксцентричным расположением железобетонной и стальной частей сечения.

5. По результатам анализа и обобщения экспериментальных, численных и теоретических расчетов предложены новые коэффициенты продольного изгиба φ , которые рекомендуется использовать при расчетах сталежелезобетонных элементов на сжатие. С учетом выявленных противоречий в величинах коэффициента φ необходимо изучить и скорректировать его значения для других бетонов, кроме изученного В100, и видов жесткой арматуры.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Васильев А.П. Железобетон с жесткой арматурой. Москва : Государственное изд-во строительной литературы, 1941. 123 с.
2. Житницкая Э.Л. Исследование внецентренно сжатых железобетонных колонн с несущей профильной арматурой при малых эксцентриситетах : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Москва, 1958. 350 с.
3. Егоров Н.А. Исследование прочности и деформативности железобетонных колонн с жесткой арматурой из низколегированных сталей : специальность 05.23.01 : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Москва, 1975. 142 с.
4. Каюмов Р.Х. Устойчивость гибких железобетонных стержней из высокопрочных бетонов : специальность 05.23.01 : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Киев, 1972. 201 с.
5. Бамбура А.Н. Исследование кратковременной устойчивости сжатых железобетонных элементов при нешарнирном закреплении на концах : специальность 05.23.01 : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Киев, 1978. 199 с.
6. Гичко В.В. Расчет устойчивости гибких железобетонных стоек по деформационному методу : специальность 05.23.01 : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Киев, 2015. 137 с.
7. Ханджи В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. Москва : Стройиздат, 1977. 189 с.
8. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. Москва : Стройиздат, 1978. 55 с.
9. Беглов А.Д., Санжаровский Р.С. Теория расчета железобетонных конструкций на прочность и устойчивость. Современные нормы и Евростандарты. Санкт-Петербург ; Москва : Изд-во АСВ, 2006. 221 с.
10. Санжаровский Р.С. К теории устойчивости сжатых стержней, в частности трубобетонных, при статическом и динамическом нагружении с учетом ползучести // Механика стержневых систем и сплошных сред. Труды ЛИСИ. 1970. № 63. С. 216–243.
11. Санжаровский Р.С. Исследования устойчивости сжато-изогнутых стержней в условиях нелинейной ползучести материала // Исследования по расчету и проектированию сооружений. Ленинград : ЛИСИ, 1975. С. 164–171.
12. Санжаровский Р.С. К вопросу расчета устойчивости сжато-изогнутых элементов с использованием приближенного выражения для кривизны // Исследования по строительным конструкциям и испытанию сооружений. Ленинград : ЛИСИ, 1968. С. 23–27.

13. Санжаровский Р.С. Железобетон: актуализированный норматив // Строительная газета. 2015. № 21.
14. Чистяков Е.А. Основы теории, методы расчета и экспериментальные исследования несущей способности сжатых железобетонных элементов при статическом нагружении : специальность 05.23.01 : диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук. Москва, 1988. 498 с.
15. Травуш В.И., Конин Д.В., Рожкова Л.С., Крылов А.С. и др. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на внецентренное сжатие // Academia. Архитектура и строительство. 2016. № 3. С. 127–135. EDN: WWOVFZ
16. Арленинов П.Д. Деформирование и устойчивость сжатых и внецентренно сжатых стержневых железобетонных элементов с учетом ползучести и трещинообразования : специальность 05.23.01 : автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук / Арленинов Петр Дмитриевич. Москва, 2016. 24 с.
17. Крылов С.Б., Арленинов П.Д. Критическая сила для железобетонных стержневых элементов // Academia. Архитектура и строительство. 2012. № 2. С. 136–138. EDN: PYDVFV

REFERENCES

1. Vasiliev A.P. Rigid Steel Reinforced Concrete. Moscow, 1941. 123 p. (In Russian)
2. Zhitnitskaya E.L. Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Columns with Load-Bearing Reinforcement. PhD Thesis. Moscow, 1957 (In Russian)
3. Egorov N.A. Strength and Deformability of Rigid Reinforced Concrete Columns Made of Low-Alloy Steel. PhD Thesis. Moscow, 1975. 142 p. (In Russian)
4. Kajumov R.H. Stability of Flexible Reinforced Concrete Rods Made of High-Strength Concrete. PhD Thesis. Kiev, 1972. 201 p. (In Russian)
5. Bambura A.N. Short-Term Stability of Compressed Reinforced Concrete Elements with Non-Hinged Fastening at Ends. PhD Thesis. Kiev, 1978. 199 p. (In Russian)
6. Gichko V.V. Stability Analysis of Flexible Reinforced Concrete Struts using the Deformation Method. PhD Thesis. Kiev, 2015. 137 p. (In Russian)
7. Handzhi V.V. Calculation of Multi-Storey Buildings with Connection Frame. Moscow: Stroizdat, 1977. 189 p. (In Russian)
8. Guidelines for Reinforced Concrete Structure Design with Rigid Reinforcement. Moscow: Stroizdat, 1978. 55 p. (In Russian)
9. Beglov A.D., Sanzharovsky R.S. Strength and Stability Analysis of Reinforced Concrete Structures. Modern European Standards. Saint-Petersburg – Moscow: ACB, 2006. 221 p. (In Russian)
10. Sanzharovsky R.S. On the Theory of Stability of Compressed Concrete Pipe Rods under Static and Dynamic Loads at Creep. *Mekhanika sterzhnevyykh sistem i sploshnykh sred. Trudy LISI*. 1970; 63: 216–243. (In Russian)
11. Sanzharovsky R.S. Stability of Compressed Curved Rods at Nonlinear Material Creep. In: Calculation and Design of Structures. Leningrad, 1975. Pp. 164–171. (In Russian)
12. Sanzharovsky R.S. Toward Stability Analysis of Compressed Curved Elements Using Approximate Curvature Expression. In: Research in Structure Building and Testing. Leningrad, 1968. Pp. 23–27. (In Russian)
13. Sanzharovsky R.S. Reinforced Concrete: Updated Standard. *Stroitel'naya gazeta*. Moscow, 2015; No. 21. (In Russian)
14. Chistjakov E.A. Theoretical Fundamentals, Calculation Methods and Experimental Studies of Bearing Capacity of Compressed Reinforced Concrete Elements under Static Loading. DSc Thesis. Moscow, 1988. 498 p. (In Russian)
15. Travush V.I., Konin D.V., Rozhkova L.S., Krylov A.S. Composite Structures at Eccentric Compression. *Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo*, 2016; 3: 127–135. EDN: WWOVFZ (In Russian)
16. Arleninov P.D. Deformation and Stability of Compressed and Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Elements at Creep and Cracking. PhD Thesis. Moscow, 2016. 143 p. (In Russian)
17. Krylov S.B., Arleninov P.D. Critical Force of Reinforced Concrete Core Elements. *Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo*. 2012; 2: 136–138. EDN: PYDVFV (In Russian)

Сведения об авторе

Конин Денис Владимирович, канд. техн. наук, заместитель директора по научной работе, заведующий лабораторией высотных зданий и сооружений отдела металлических конструкций, Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко АО «Научно-исследовательский центр (НИЦ) «Строительство»), 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6, konden@inbox.ru

Author Details

Denis V. Konin, PhD, Director Deputy for Research, Head of Laboratory, Koucherenko Central Research Institute of Civil Structures, 6, 2nd Institutsкая Str., 109428, Moscow, Russia, konden@inbox.ru

Статья поступила в редакцию 11.06.2024
Одобрена после рецензирования 02.10.2024
Принята к публикации 14.11.2024

Submitted for publication 11.06.2024
Approved after review 02.10.2024
Accepted for publication 14.11.2024