

б) значения параметрических точек диаграмм деформирования для материалов следует принимать с учетом скорости приложения нагрузки (скорости деформации). Для установленной в опытах скорости деформации $\dot{\epsilon} = 1 \text{ с}^{-1}$ (что соответствует $\dot{u} = 20 \dots 90 \text{ мм/с}$) повышающий динамический коэффициент следует принимать: для бетона: $K_{c,d} = 1,27$ (при средней прочности бетона от 25 Н/мм^2 до 60 Н/мм^2), арматуры $K_{s,d} = 1,15$ (при средней прочности арматуры не выше $f_{sm} = 620 \text{ Н/мм}^2$).

в) сравнение расчетных значений максимальных динамических перемещений, динамических повышающих коэффициентов, полученных по предложенным зависимостям, с результатами испытаний опытных балок показало их удовлетворительное совпадение, что дает основание утверждать о возможности их использования для выполнения практических расчетов при проверках конструктивных систем в особых расчетных ситуациях [3, 9].

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур, В.В. Основы проектных стратегий, применяемых для защиты зданий от прогрессирующего обрушения / В.В. Тур, А.В. Тур, Д.М. Марковский // Строительная наука и техника. – 2007. – № 6(15). – С. 11–27.
2. Тур, В.В. Стратегия управления рисками прогрессирующего обрушения при проектировании зданий и сооружений / В.В. Тур, Д.М. Марковский, А.В. Тур // Вестник БрГТУ. – 2008. – № 1(49): Строительство и архитектура. – С. 185–190.
3. Тур, А.В. Расчет железобетонных балок при внезапном приложении нагрузки с использованием квазистатических диаграмм «нагрузка - динамическое перемещение» / А.В. Тур // Вестник БрГТУ. – 2009. – № 1(55): Строительство и архитектура. – С. 109–116.
4. Пецольт, Т.М. Экспериментально-теоретическое исследование дифференциации динамических коэффициентов при квазистатическом расчете / Т.М. Пецольт, А.В. Тур // Вестник БрГТУ. – 2011. – № 1(67): Строительство и архитектура. – С. 94–101.
5. Тур, А.В. Динамические диаграммы железобетонных изгибаемых элементов при внезапном приложении нагрузки / А.В. Тур //

- Budownictwo o optymalizowanym potencjale energetycznym: praca zbiorowa pod redakcją T. Bobki. – Częstochowa, 2010. – P. 297–302.
6. Тур, А.В. К определению динамических коэффициентов для случая внезапного приложения нагрузки к железобетонным конструкциям на основе энергетического подхода / А.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник трудов XV Междунар. научно-методического семинара, Новополоцк, 27–28 ноября 2008 г.: в 2 т. / Под общ. ред. Д.Н. Лозовского, А.А. Хотько. – Новополоцк: ПГУ, 2008. – Т. 1. – С. 116–125.
 7. Пецольт, Т.М. К расчету каркасных систем из железобетона на прогрессирующее обрушение / Т.М. Пецольт, А.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник трудов XVI Междунар. научно-методического семинара, Брест, 28–30 мая 2009 г.: в 2 ч. / Под общ. ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2009. – Ч. 1. – С. 3–11.
 8. Тур, А.В. Сопротивление железобетонных изгибаемых элементов при внезапном приложении нагрузки / А.В. Тур // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник трудов II Междунар. симпозиума, Минск, 21–23 окт. 2008 г.: в 2 ч. / Редкол.: М.Ф. Марковский (отв. ред.) [и др.]. – Минск: Минсктипроект, 2009. – Ч. 1: Бетонные и железобетонные конструкции. – С. 417–423.
 9. Тур, А.В. К построению трансформированных диаграмм деформирования бетона и арматуры с учетом скорости изменения относительных деформаций при нагружении / А.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник трудов XVII Междунар. научно-методического семинара, Гродно, 17–19 сентября 2010 г.; редкол.: Т.М. Пецольт (отв. ред.), Е. А. Ровба [и др.]. – Гродно: ГрГУ, 2010. – С. 184–189.
 10. Цымбаревич, Т.А. Проектирование высотных каркасных зданий из монолитного железобетона с учетом прогрессирующего обрушения / Т.А. Цымбаревич, А.В. Тур // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник трудов III Междунар. симпозиума, Минск, 9–11 ноября 2011 г. / «Институт БелНИИС»; редкол.: М.Ф. Марковский (отв. ред.) [и др.]. – Минск, 2011. – С. 501–509.

Материал поступил в редакцию 02.05.12

TUR A.V. Resistance the bending of reinforced concrete elements under sudden loading

The article presents an analytical overview of the results of experimental and theoretical studies of the resistance of structural elements under suddenly applied loads; requirements of regulatory documents of various countries, relating to the calculated checks in particular structural systems are considered and analyzed in detail.

УДК 624.012.45.046

Рак Н.А., Тамкович С.Ю.

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ЛИНЕЙНОЙ ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ УЧЕТА ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЬНОГО АРМИРОВАНИЯ

Введение. В настоящее время в Республике Беларусь ведется работа по внедрению в отечественную строительную отрасль европейских норм и созданию технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь в области проектирования железобетонных конструкций. Важным требованием при разработке национального дополнения является включение в него, как правило, только тех методов расчета, которые основаны на максимально приближенных к реальным физическим расчетным моделям и отвечают необходимым требованиям надежности и долговечности. В данной

статье с использованием банка экспериментальных данных (БЭД) выполнена оценка надежности зависимости для расчета несущей способности железобетонных элементов при продавливании с предлагаемой функцией для учета продольного армирования.

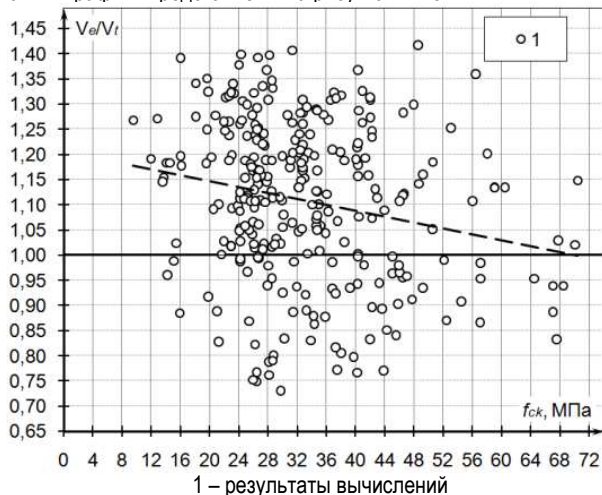
Исследования проведены на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» БНТУ в рамках выполнения задания «Разработать структурно-механические модели бетона и железобетона для применения в деформационных расчетах железобетонных конструкций при сложном напряженном состоянии» ГПОФИ «Строительство

Рак Николай Александрович, кандидат технических наук, доцент, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета

Тамкович Сергей Юрьевич, магистр технических наук, аспирант кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета
Беларусь, БНТУ, 220013, г. Минск, пр. Независимости, 65.

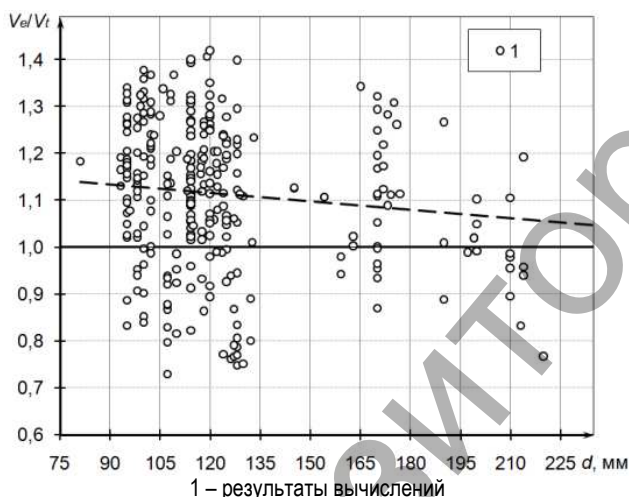
Строительство и архитектура

Влияние базисных переменных на несущую способность железобетонных элементов при продавливании. Для анализа влияния базисных переменных, входящих в зависимость отечественных норм [1], были построены графики отношения экспериментальных и теоретических усилий, рассчитанных по зависимости норм [1] от прочности бетона, рабочей высоты и процента армирования. Графики представлены на рисунках 1...3.



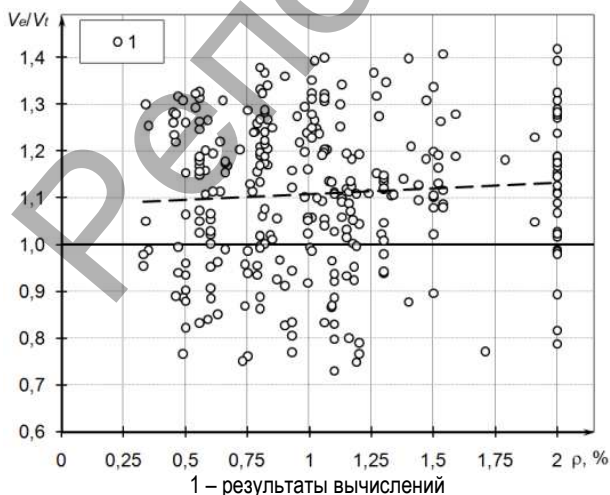
1 – результаты вычислений

Рис. 1. Зависимость отношения экспериментальных усилий к теоретическим, рассчитанным по нормам [1] от прочности бетона f_{ck}



1 – результаты вычислений

Рис. 2. Зависимость отношения экспериментальных усилий к теоретическим, рассчитанным по нормам [1], от рабочей высоты сечения d



1 – результаты вычислений

Рис. 3. Зависимость отношения экспериментальных усилий к теоретическим, рассчитанным по нормам [1], от процента продольного армирования ρ

Как видно из представленных рисунков, общая картина такова, что «облака» значений располагаются неравномерно относительно 1 и наблюдается большой разброс значений. Максимальное значение отношения экспериментальной нагрузки к теоретической равно 1,418, а минимальное 0,731. Следует заметить, что как показывают линии тренда, для всех переменных большинство значений располагается выше 1.

На основании выполненного анализа было установлено, что основное влияние на надежность железобетонных элементов при их работе на продавливание оказывает прочность бетона. Входящая в нормы [1] функция прочности бетона отражает его прочность на срез.

Геометрические параметры, входящие в зависимость отечественных норм [1], учитывают физическую модель разрушения образцов при продавливании, а именно: образование пирамиды продавливания, образующие которой наклонены под углом $33,7^\circ$ к горизонтали, и уменьшение продавливающей силы при увеличении рабочей высоты до некоторого предела.

Используемая в отечественных нормах [1] зависимость, учитывающая влияние процента продольного армирования, была принята степенной по аналогии с зависимостью европейских норм [2]. В процессе разработки взамен [1] технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь в области проектирования железобетонных конструкций была поставлена задача по изучению возможности использования других зависимостей, которые бы позволили с большей точностью учесть влияние коэффициента продольного армирования.

Оценка влияния коэффициента продольного армирования на несущую способность железобетонных элементов при продавливании. Согласно действующему в Республике Беларусь техническому нормативно правовому акту [1], при расчете железобетонных элементов на действие продавливания приведенный коэффициент продольного армирования должен быть больше минимального значения 0,002, что примерно в 1,5 раза больше, чем принято при расчете сечений, нормальных к продольной оси.

С физической точки зрения под минимальным армированием сечения, характеризуемым коэффициентом ρ_{min} , понимается такое армирование, при котором обеспечивается несущая способность элемента непосредственно после образования трещины. Для этого должны быть выполнены два требования:

- площадь сечения растянутой арматуры должна быть достаточной для восприятия силы, действующей в растянутом бетоне до образования трещины;
- площадь сечения растянутой арматуры должна быть достаточной для предохранения от разрыва в момент образования трещины, т.е. относительные деформации арматуры не должны превышать 0,01 непосредственно после образования трещины.

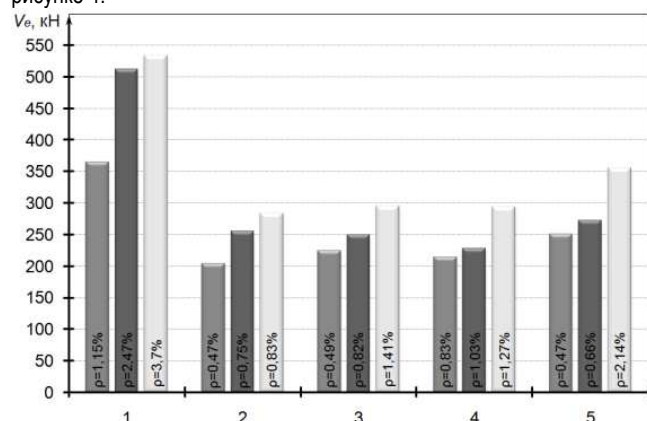
Таким образом, исходя из приведенных выше требований, минимальный коэффициент продольного армирования не может быть величиной постоянной, а должен зависеть от прочности бетона на сжатие и растяжение и прочности арматуры на растяжение.

При расчете наклонных сечений по образованию трещин и по несущей способности эти сечения принимаются в виде трапеции с размером верхнего основания, соответствующим размеру площадки нагружения, и размером нижнего основания, рассчитанным в зависимости от размеров верхнего основания, толщины плиты и угла наклона сечения к плоскости плиты.

Критерием достаточности продольного армирования является выполнение условия, что несущая способность любого из наклонных сечений после образования в нем трещин превышает момент, воспринимаемый этим сечением перед образованием трещин.

Для оценки влияния параметров продольного армирования на несущую способность железобетонных элементов при продавливании из банка экспериментальных данных были выбраны образцы, у которых геометрические размеры и прочностные характеристики бетона для исключения их влияния были практически одинаковыми.

Далее для этих образцов был выполнен анализ влияния процента продольного армирования. Результаты анализа представлены на рисунке 4.



- 1 – [3] при $d \approx 114$ мм, $b \approx 254$ мм, $f_{ck} \approx 26$ МПа;
- 2 – [4] при $d \approx 125$ мм, $b \approx 150$ мм, $f_{ck} \approx 26$ МПа;
- 3 – [5] при $d \approx 102$ мм, $b \approx 130$ мм, $f_{ck} \approx 36$ МПа;
- 4 – [6] при $d \approx 100$ мм, $b \approx 150$ мм, $f_{ck} \approx 37$ МПа;
- 5 – [7] при $d \approx 120$ мм, $b \approx 203$ мм, $f_{ck} \approx 23$ МПа

Рис. 4. Влияние процента продольного армирования ρ на значение разрушающей нагрузки V_e

Анализ исследований показал, что напряженно-деформированное состояние (НДС) железобетонных элементов при продавливании зависит не только от статической схемы приложения нагрузки и прочности бетона, но и от степени его армирования продольной арматурой в двух ортогональных направлениях, выраженной в обобщенном коэффициенте ρ продольного армирования. При этом, как видно из рисунка 4, что чем больше ρ , тем выше предельная разрушающая нагрузка для опытных образцов. Так же следует отметить, что схема распределения продольной арматуры в пределах критического периметра (равномерная или частично концентрированная) оказывает незначительное влияние на НДС, схему разрушения и разрушающую нагрузку на железобетонный элемент, подверженный действию местных срезающих напряжений.

Предложения по уточнению зависимости для учета влияния продольного армирования на несущую способность железобетонных элементов при продавливании. Для разработки более точной функции для учета продольного армирования при продавливании, за основу была принята модель, регламентированная отечественными нормами [1], но с учетом поправки, предложенной в статье [9].

$$V_{Rd,c} = 0,24 \cdot k \cdot (100\rho_l)^{1/3} \cdot (f_{ck})^{1/3} \cdot u \cdot d, \quad (1)$$

где $V_{Rd,c}$ – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном наклонно-го сечения;

f_{ck} – нормативное (характеристическое) сопротивление бетона осевому сжатию;

k – масштабный коэффициент;

d – рабочая высота сечения;

ρ_l – коэффициент продольного армирования;

u – критический периметр.

В результате расчетов и исследований с использованием банка экспериментальных данных [9], выполненных в статье [8], была предложена следующая зависимость для учета продольного армирования:

$$f(\rho) = 0,35\rho + 0,65, \quad (2)$$

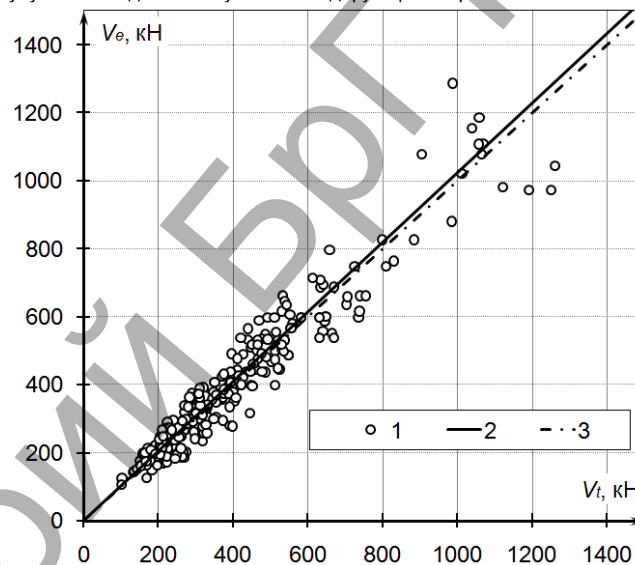
где ρ – процент продольного армирования.

В результате чего зависимость для расчета несущей способности железобетонных элементов при продавливании (с учетом предложенной в статье [9] поправки) приобрела следующий вид:

$$V_{Rd,c} = 0,24 \cdot k \cdot (35\rho_l + 0,65) \cdot (f_{ck})^{1/3} \cdot u \cdot d. \quad (3)$$

Оценка точности зависимости выполнялась с использованием банка экспериментальных данных [9], содержащего 295 образцов согласно приложению D действующего в Республике Беларусь базового документа [10] системы строительных Еврокодов и представлена в [8]. При всех вычислениях использовались фактические (средние) значения геометрических параметров образцов и прочностных характеристик материалов.

Результаты оценки точности представлены на рисунке 5 и в таблице 1, в которой также для наглядности представлены данные, полученные для норм [1] с учетом поправки, предложенной в статье [9], и без нее. При проверке совместимости не было выявлено существенных систематических отклонений, исключение которых позволило бы улучшить сходимость и уточнить вид функции сопротивления.



- 1 – результаты вычисления;
- 2 – линия, соответствующая уравнению $V_e = b \cdot V_t$;
- 3 – линия, соответствующая равенству $V_e = V_t$

Рис. 5. Диаграмма сравнения экспериментальных значений разрушающих усилий при продавливании V_e с теоретическими по зависимости (3) значениями V_t

Таблица 1. Основные результаты оценки точности расчета с использованием различных зависимостей

Параметры	Зависимость		
	[1]	[1] при $C_{Rd,c}=0,24$	Зависимость (3)
Поправка среднего значения b	1,110	1,040	1,024
Коэффициент вариации V_δ величины рассеяния δ	0,149	0,149	0,144

На основании представленных данных можно сделать следующий вывод, что предлагаемая зависимость (3) дает достаточно хорошее совпадение с опытными значениями.

Оценка надежности предлагаемой зависимости. Определение значений индексов надежности зависимости (3) при продавливании выполнялось согласно приложению D действующего в Республике Беларусь базового документа [10] системы строительных Еврокодов.

На первом этапе предлагаемая расчетная зависимость была представлена в форме теоретической функции сопротивления:

$$V_{Rd,c} = 0,24 \cdot 2 \cdot \left(35 \cdot \frac{A_{s0}}{d} + 0,65 \right) \cdot (f_c)^{1/3} \cdot (u_0 + 3 \cdot \pi \cdot d) \cdot d. \quad (3)$$

Данная функция содержит все определяющие основные базисные переменные X_i , оказывающие воздействие на рассматриваемое предельное состояние.

На следующем этапе в качестве базисных переменных X_i , оказывающих воздействие на рассматриваемое предельное состояние, были приняты следующие переменные:

- прочность бетона при осевом сжатии f_{ck} ;
- длина (диаметр) площадки нагружения l_c ;
- погонная площадь арматуры A_{s0} ;
- рабочая высота сечения d .

Принятые для расчета коэффициентов вариации базисных переменных V_{X_i} средние значения переменных и их среднеквадратические отклонения приведены в таблице 2.

Таблица 2. Средние значения базисных переменных и среднеквадратические отклонения

Базисная переменная	Обозначение (размерность)	Среднее значение, X_i	Среднеквадратическое отклонение, σ_i
X_1	f_c (МПа)	16; 20; 24; 28; 33; 38; 43; 48; 53; 58; 63; 68	5
X_2	d (мм)	100, 150, 200	3
X_3	l_c (мм)	300, 400	3
X_4	A_{s0} (мм)	1; 1,5; 2	2,5% среднего значения

При этом среднеквадратические отклонения большинства базисных переменных приняты равными половине предельного отклонения, устанавливаемого соответствующими стандартами на материалы и изготовление конструкций. Среднеквадратическое отклонение прочности бетона на сжатие при расчете принято исходя из того, что средняя прочность бетона превышает на 8 МПа гарантируемую, с обеспеченностью 95 % прочность независимо от значения средней прочности.

Анализ результатов вычислений суммарного коэффициента вариации базисных переменных V_r показал, что определяющее влияние на его значение оказывает вариация прочности бетона, а изменчивость остальных параметров (геометрических и арматуры) сказывается незначительно.

Изменение значений суммарного коэффициента вариации функции сопротивления V_r для предлагаемой зависимости происходит в диапазоне от 0,255 до 0,150 и носит нелинейный характер, который определяется среднеквадратическим отклонением прочности бетона. Резкое изменение значений коэффициента вариации V_r наблюдается в диапазоне прочностей от 8 до 20 МПа, в то время как для прочностей более 20 МПа изменение значений V_r происходит все более плавней с ростом прочности бетона.

Результаты вычисления значений обеспечиваемого предлагаемой методикой расчета индекса надежности β приведены на рисунке 6 и также исходя из того, что различия в индексах надежности при разных исходных данных являются незначительными, для наглядности показаны только варианты вычислений при следующих исходных данных: рабочая высота сечения $d=150$ мм, коэффициент продольного армирования $\rho=0,01$, длина площадки нагружения $l_c=400$ мм. Также на рисунке представлены графики индексов надежности при расчете по нормам [1] с учетом поправки $C_{Rd,c} = 0,24$ и без нее, которые были получены в [9].

Динамика изменения с ростом прочности бетона f_{ck} значений в определяющей степени зависит от динамики изменения значений суммарного коэффициент вариации функции сопротивления V_r , и изменение значений индекса надежности β происходит нелинейно.

При расчете по предлагаемой методике (3) для прочностей бетона от 8 до 25 МПа наблюдается рост значений индекса надежности, а для прочностей > 25 МПа наблюдается плавное снижение значений индекса. При этом значение индекса надежности для прочностей 8 МПа и 12 МПа равно приблизительно 3,13 и 3,61 соответ-

ственно, что меньше установленного для конструкций класса надежности RC2 значения $\beta=3,8$. В связи с этим не рекомендуется применять для работающих на продавливание конструкций этого класса надежности бетоны класса по прочности на сжатие $C^8/10$ и $C^{12}/15$. Для прочностей более 12 МПа при расчете по предлагаемой методике значения β находятся в пределах 3,82...3,95, что указывает на то, что предлагаемая методика (3) обеспечивает необходимый запас несущей способности.

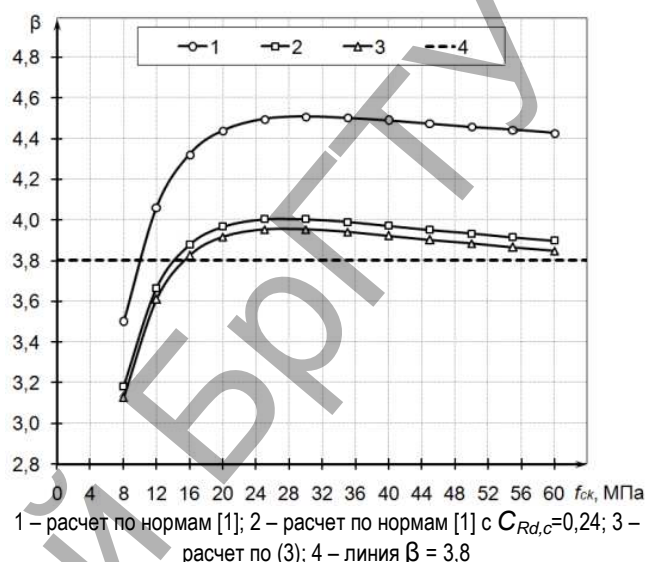


Рис. 6. Зависимость значений индекса надежности β от значений прочности бетона f_{ck}

Заключение. Анализ существующей зависимости норм [1] и базисных переменных, входящих в нее, показал, что все прочностные и геометрические параметры, входящие в формулу, имеют физический смысл, в то время как зависимость для учета процента продольного армирования остается под вопросом. На основании этого было изучено влияние процента продольного армирования на несущую способность железобетонных элементов при продавливании и предложена более точная функция для учета продольного армирования.

Выполненная согласно положениям [10] оценка точности зависимости (3) для расчета железобетонных элементов при продавливании показала, что использование предлагаемой функции для учета продольного армирования дает достаточно хорошее совпадение с опытными значениями. Полученные значения b и коэффициента вариации величины рассеяния δ незначительно отличаются от значений, полученных для отечественных норм [1].

Оценка надежности методов расчета несущей способности железобетонных элементов, продавливаемых центрально нагруженной колонной, показала, что предлагаемая методика обеспечивают необходимый запас несущей способности для конструкций класса надежности RC2. Исходя из обеспечиваемого предлагаемой методикой индекса надежности, не рекомендуется применять для работающих на продавливание конструкций, класса надежности RC2 бетоны класса по прочности на сжатие $C^8/10$ и $C^{12}/15$, а для бетонов классов $C^{16}/20$ и выше рекомендуется применить предлагаемую методикой при разработке технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Конструкции бетонные и железобетонные: СНБ 5.03.01-02 / МАиС РБ. – Минск, 2003. – 140 с.
2. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings: EN 1992-1-1:2004 / CEN, Brussels, 2004. – 225 p.
3. Elstner, R.C. Shearing strength of reinforced concrete slabs / R.C. Elstner, E. Hognestad // ACI Structural Journal. 1956. – Vol. 53, No. 1. – P. 29–58.
4. Kinnunen, S. Punching of concrete slabs without shear reinforcement / S. Kinnunen, H. Nylander // Transactions of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. 1960. – No. 158.
5. Mirzaei, Y. Tests on the Post-Punching Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs / Y. Mirzaei // Ecole Polytechnique Fédérale de Lau-

- sanne Institut de Structures Laboratoire de Construction en Béton. – June 2008. – 58 p.
6. Regan, P.E. Symmetric punching of reinforced concrete slabs / P.E. Regan // Magazine of Concrete Research. – 1986. – Vol. 38. – P. 115–128.
 7. Gardner, N. Relationship of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength / N. Gardner // ACI Structural Journal. – 1990. – Vol. 87. – № 1. – P. 66–71.
 8. Тамкович, С.Ю. К учету влияния процента продольного армирования на прочность железобетонных элементов на местный срез / С.Ю. Тамкович // Проблемы современного бетона и железобетона: материалы III Международного симпозиума (Минск, 9-11 ноября 2011 г.): в 2 т. – Т.1: Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минсктиппроект, 2011. – С. 367–374.
 9. Рак, Н.А. Анализ методов расчета прочности элементов из тяжелого бетона без поперечной арматуры при продавливании / Н.А. Рак, С.Ю. Тамкович // Вестник ПГУ – 2010. – №12. – С. 64–72.
 10. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций: СТБ ЕН 1990-2007 / МАиС РБ. – Минск, 2008. – 64 с.

Материал поступил в редакцию 02.05.12

RAK N.A., TAMKOVICH S.Yu. Estimation of reliability of calculation of reinforced-concrete elements punching strength at use of linear dependence for the account of influence of longitudinal reinforcing ratio

For the account of influence of longitudinal reinforcing ratio on a punching strength of reinforced-concrete elements it is offered to use linear dependence. The accuracy and reliability estimation and comparison of offered linear dependence to the dependence presented in domestic design code is executed. On the basis of the received results conclusions are drawn and recommendations about application of offered linear dependence at calculation of punching strength of reinforced concrete elements are made.

УДК 624.012.45.042

Клюева Н.В., Бухтиярова А.С., Колчунов В.И.

К ОЦЕНКЕ ЖИВУЧЕСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ РАМНО-СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ВЫКЛЮЧАЮЩИМИСЯ ЛИНЕЙНЫМИ СВЯЗЯМИ

Решение проблем обеспечения безопасности при проектировании, строительстве и реконструкции зданий и сооружений, а также поддержания в надежном состоянии объектов недвижимости всегда было и остается одним из важнейших направлений деятельности научно-исследовательских, проектных и строительных организаций. К объектам недвижимости вне зависимости от тех или иных технических решений предъявлялись требования функционального и конструктивного соответствия ожидаемым силовым или средовым воздействиям. В последние годы в связи с техническим состоянием основных фондов страны возникла новая проблема – обеспечение уровня конструктивной безопасности и живучести зданий и сооружений, отвечающего новым вызовам природного, техногенного и даже террористического характера. Подтверждением этому является и то, что в принятом новом законе № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» должна быть учтена аварийная расчетная ситуация, в том числе предельные состояния при этой ситуации, возникающие в связи со взрывом, ударным воздействием нагрузки, с аварией, пожаром, а также непосредственно после отказа одной из несущих строительных конструкций. Однако нормативная база для решения таких задач отсутствует. В мировой практике научных исследований по этому направлению также не имеется значимых достижений в решении этой проблемы.

Исследованиями [1–4] и др. установлено, что одним из наиболее эффективных подходов для анализа живучести зданий и сооружений при запроектных воздействиях может стать обобщение и развитие базовых положений метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям. В отмеченных работах и исследованиях других ученых определено направление в решении проблемы конструктивной безопасности и решены отдельные задачи живучести физически и конструктивно нелинейных строительных систем, в том числе задачи по анализу деформирования и разрушения балочных и рамно-стержневых конструкций с элементами сплошного и составного сечения в запредельных состояниях при структурных перестройках в них, вызванных внезапными выключениями моментных связей. Дальнейшее развитие этих исследований связано с решением задач живучести сложных пространственных конструктивных систем из железобетона, например, каркасов многоэтажных зданий, пространственных конструкций покрытий и перекрытий и других сооружений. Отдельные работы этого направления носят пока еще постановочный характер.

В связи с этим целью настоящих исследований явилось развитие основ теории живучести железобетонных рамно-стержневых про-

странственных конструктивных систем каркасов зданий и сооружений в запредельных состояниях, а также совершенствование методов экспериментальных исследований по определению параметров конструктивной безопасности и живучести конструкций при внезапных запроектных воздействиях. В задачи экспериментальных исследований включалось: изучение особенностей деформирования, трещинообразования и разрушения пространственных узлов сопряжения железобетонного фрагмента каркаса многоэтажного здания при динамических догружениях, вызванных внезапным выключением линейных связей и установление количественных параметров влияния эффекта пространственной работы и фактора времени на параметры живучести конструктивной системы. Общий вид опытного фрагмента каркаса здания и схема армирования ригелей и стоек пространственной рамы показана на рисунке 1, а конструкции опытных образцов и методика проведения испытаний детально описаны в работе [5].

а)



Клюева Наталья Витальевна, доктор технических наук, профессор кафедры «Городское строительство и хозяйство» ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел, Россия.

Бухтиярова Анастасия Сергеевна, старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции и материалы» ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел, Россия.

Колчунов Виталий Иванович, академик РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные конструкции и материалы» ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел, Россия.