

Редакционный совет:

Пилипенко О.В. д-р техн. наук., проф.,
председатель
Голенков В.А. д-р техн. наук, проф.,
зам. председателя
Пузанкова Е.Н. д-р пед. наук, проф.,
зам. председателя
Радченко С.Ю. д.т.н., проф.,
зам. председателя
Борзенков М.И. канд. техн. наук, доц.,
секретарь
Авдеев Ф.С. д-р пед. наук, проф.
Астафичев П.А. д-р юрид. наук, проф.
Желтjikова И.В. канд. филос. наук, доц.
Иванова Т.Н. д-р техн. наук., проф.
Зомитева Г.М. канд. экон. наук, доц.
Колчунов В.И. д-р техн. наук., проф.
Константинов И.С. д-р техн. наук, проф.
Косыкин А.В. д-р техн. наук., проф.
Новиков А.Н. д-р техн. наук., проф.
Попова Л.В. д-р экон. наук., проф.
Уварова В.И. канд. филос. наук., доц.

Главный редактор:

Колчунов В.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.

Заместители главного редактора:

Данилевич Д.В. канд. техн. наук, доц.
Колесникова Т.Н. д-р арх., проф.
Коробко В.И. д-р техн. наук, проф.

Редакция:

Бок Т. д-р техн. наук., проф. (Германия)
Гордон В.А. д-р техн. наук, проф. (Россия)
Емельянов С.Г. чл.-корр. РААСН,
д-р техн. наук, проф. (Россия)
Карпенко Н.И. акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Коробко А.В. д-р техн. наук, проф. (Россия)
Король Е.А. чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Римшин В.И. чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Сергейчук О.В. д-р техн. наук, проф. (Украина)
Серпик И.Н. д-р техн. наук, проф. (Россия)
Тамразян А.Г. д-р техн. наук, проф. (Россия)
Тур В.В. д-р техн. наук., проф. (Белоруссия)
Турков А.В. д-р техн. наук, проф. (Россия)
Федоров В.С. акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Федорова Н.В. советник РААСН,
д-р техн. наук, проф. (Россия)
Чернышов Е.М. акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Шах Р. д-р техн. наук, проф. (Германия)

Ответственный за выпуск:

Савин С.Ю. к.т.н.

Адрес редакции:

302006, Россия, г. Орел, ул. Московская, 77
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи, информационных
технологий и массовых коммуникаций.
Свидетельство: ПИ №ФС 77-67169
от 16 сентября 2016 г.

Подписной индекс **86294** по объединенному
каталогу «Пресса России»

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2018

Содержание

Колонка главного редактора	3
Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции	
Демин П.Д. К оценке статистических параметров железобетонной балки на упругом основании, имеющем стохастические характеристики ...	5
Демьянов А.И., Наумов Н.В., Колчунов Вл. И. Некоторые результаты экспериментальных исследований составных железобетонных конструкций при кручении с изгибом	13
Курнавина С.О., Грачев А.Н. Критерий образования сквозных трещин при циклическом изгибе железобетонных конструкций	24
Орлович Р. Б., Беспалов В. В., Семенова М. Д. О совместной работе каменных арок и стен	32
Себешеев В.Г., Коршунов И.С. Учет взаимной корреляции геометрических характеристик сечений элементов конструкций в вероятностных расчетах сооружений	40
Трауцу В.И., Конин Д.В., Ртищева И.В. Расчеты несущих конструкций из многослойного стекла на прочность и устойчивость	53
Шапиро Г.И., Смирнов А.В. Экспериментальное и численное обоснование мо-дели с односторонними связями для расчета па-нельных зданий с нижними каркасными этажами	64
Архитектура и градостроительство	
Бакаева Н.В., Пилипенко О.В., Гармонов К.В. Численное моделирование распространения газовоздушных потоков на территории автозаправочных станций и анализ их влияния на застройку местности ..	79
Бондаренко И.А. Архитектура как искусство благоустройства природной среды	88
Гурьев Г.С., Енин А.Е. Культурно-исторический и социально-экономический контекст развития воронежской архитектуры середины XIX – начала XX века	94
Строительные материалы и технологии	
Левашов Н.Ф., Акулова М.В., Потемкина О.В., Соколова Ю.А. Разработка аналитической модели потери прочности цементных композитов при воздействии повышенных температур	104
Харун М., Коротеев Д.Д., Йович М., Волков Е.А. Параметры механики разрушения базальто-волоконистого высокопрочного бетона	112
Отзыв на учебное пособие «Справочное пособие по строительной механике»	124

Editorial council:

Pilipenko O.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.,
President*
Golenkov V.A. *Doc. Sc. Tech., Prof.,
Vice-president*
Puzankova E.N. *Doc. Sc. Ped., Prof.,
Vice-president*
Radchenko S.Y. *Doc. Sc. Tech., Prof.,
Vice-president*
Borzenkov M.I. *Candidat Sc. Tech.,
Docent, Secretary*
Astafichev P.A. *Doc. Sc. Law., Prof.*
Avdeyev F.S. *Doc. Sc. Ped., Prof.*
Ivanova T.N. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Kolchunov V.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Konstantinov I.S. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Koskin A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Novikov A.N. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Popova L.V. *Doc. Ec. Tech., Prof.*
Uvarova V.I. *Candidat Sc. Philos.,
Docent*
Zheltikova I.V. *Candidat Sc. Philos.,
Docent*
Zomiteva G.M. *Candidate Sc. Ec., Docent*

Editor-in-chief

Kolchunov V.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Editor-in-chief assistants:

Danilevich D.V. *Candidat Sc. Tech., Docent.*
Kolesnikova T.N. *Doc. Arc., Prof.*
Korobko V.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Editorial committee

Bock T. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*
Gordon V.A. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Emelyanov S.G. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Karpenko N.I. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Korobko A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Korol E.A. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Rimshin V.I. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Sergeyчук O.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Ukraine)*
Serpik I.N. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Tamrazyan A.G. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Tur V.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Belorussia)*
Turkov A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Fedorov V.S. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Fedorova N.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Chernyshov E.M. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Schach R. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*

Responsible for edition:

Savin S.Yu. *Candidat Sc. Tech*

The edition address:

302006, Orel, Moskovskaya Street, 77
+7 (4862) 73-43-49
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Journal is registered in Russian federal service for monitoring communications, information technology and mass communications

The certificate of registration:
ПН №ФС 77-67169 from 16.09.2016 г.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossi»
86294

© Orel State University, 2018

Contents

Editor-in-chief topic.....3

Theory of engineering structures. Building units

Deminov P.D. *Statistical parameters of a reinforced concrete beam laying on elastic foundation with stochastic characteristics* 5
Dem'yanov A.I., Naumov N.V., Kolchunov V.I. *Some results of the experimental studies of composite reinforced concrete structures under the action of torsion with bending* 13
Kurnavina S.O., Grachev A.N. *Criterion of through crack formation in reinforced concrete structures under cyclic bending* 24
Orlovich R.B., Bepalov V.V., Semenova M.D. *Combined action of masonry arches and walls* 32
Sebeshev V.G., Korshunov I.S. *Taking into account the correlation of geometrical properties of structural elements' cross sections in the probabilistic analysis of buildings* 40
Travush V. I., D. Konin D.V., Rtishcheva I. V. *Calculations of load-bearing structures made of multilayered glass for strength and stability* 53
Shapiro G.I., Smirnov A.V. *Experimental and numerical justification of the model with unilateral constraints for the calculation of panel buildings with bottom frame floors* 64

Architecture and town-planning

Bakaeva N.V., Pilipenko O.V., Garmonov K.V. *Numerical modeling of gas flows on the territory of gas stations and analysis of their influence on the development of the area* 79
Bondarenko I.A. *Architecture as art improvement of natural environment* 88
Guryev H.S., Enin A.E. *Cultural, historical and socio-economic context of development of the voronezh architecture from the mid XIX to early XX century* ... 94

Construction materials and technologies

Levashov N.F., Akulova M.V., Potemkina O.V., Sokolova Yu.A. *Analytical model of strength decreasing of cement composites exposed high temperatures* .. 104
Kharun M., Koroteev D.D., Jovic M., Volkov E.A. *Parameters of fracture mechanics of basalt-fibered high-strength concrete* 112

Review of the book "Reference manual for structural mechanics" 124

КОЛОНКА ГЛАВНОГО РЕДАКТОРА

20 октября 2018 года в Смоленске на базе ФГБОУ ВО «Смоленский государственный университет» (СмолГУ) было проведено общее годовое собрание Центрального территориального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук (ЦТО РААСН), в котором приняли участие ведущие ученые в области строительства и архитектуры практически из всех регионов Центрального федерального округа РФ и г. Москва (рисунок 1). Информационную поддержку собранию оказал научно-технический журнал «Строительство и реконструкция», в котором только за неполный 2018 год опубликовано 14 статей ученых ЦТО РААСН.



Рисунок 1 - Участники собрания ЦТО РААСН во время экскурсии в Свято-Успенский кафедральный собор г. Смоленска.

На собрании президентом РААСН, академиком А.В. Кузьминым был представлен доклад (рисунок 2) о современных проблемах в области градостроительства и создания комфортной среды жизнедеятельности в России, был рассмотрен отчет председателя ЦТО РААСН, академика В.И. Колчунова об итогах деятельности отделения за 2018 год. Выступили вице-президент РААСН, академик В.И. Травуш и главный ученый секретарь РААСН, академик П.А. Акимов с докладами об основных направлениях работы РААСН в 2019 г. и задачах, стоящих перед Центральным территориальным отделением РААСН. Председатель экспертного совета по строительству и архитектуре ВАК при Министерстве науки и высшего образования РФ, член-корреспондент РААСН В.Л. Мондрус выступил с докладом о критериях оценки деятельности диссертационных советов по защите кандидатских и докторских диссертаций. В рамках собрания были обсуждены основные научно-творческих мероприятий ЦТО РААСН на 2019 год и вопросы, связанные с деятельностью представительств

ЦТО в городах Центрального федерального округа. Выступили и.о. ректора СмолГУ, проф. М.Н. Артеменков, академик РААСН Е.М. Чернышов, академик РААСН С.В. Федосов, руководитель отдела региональных структур Академии, советник РААСН С.П. Кудрявцев, член-корреспондент РААСН, ректор ЮЗГУ С.Г. Емельянов, советник РААСН, ректор БГИТУ В.А. Егорушкин.



Рисунок 2 – Выступление президента РААСН, академика А.В. Кузьмина на собрании ЦТО с докладом о современных проблемах в области градостроительства и создания комфортной среды жизнедеятельности в России

Во ступительном слове М.Н. Артеменков отметил, что проведение общего годовичного собрания ЦТО РААСН в СмолГУ будет содействовать дальнейшему развитию творческих связей между РААСН, СмолГУ, профильными проектными и производственными организациями строительного комплекса региона для решения задач подготовки профессиональных кадров, развития и внедрения инноваций. С благодарностью за содействие в подготовке и проведении общего собрания ЦТО РААСН к и.о. ректора СмолГУ М.Н. Артеменкову, а также сотрудникам университета обратился президент РААСН, академик А.В. Кузьмин.

Ответственный секретарь редакционной коллегии
журнала «Строительство и реконструкция»,
к.т.н. С.Ю. Савин

УДК 624.072.225

ДЕМИНОВ П.Д.

К ОЦЕНКЕ СТАТИСТИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ, ИМЕЮЩЕМ СТОХАСТИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Представлены результаты расчета железобетонной балки на упругом статистически неоднородном основании. Приводятся вероятностные параметры прочностных характеристик бетона и арматуры. Изгибная жесткость балки рассматривается как случайная величина, а внешняя нагрузка и коэффициент отпора основания как случайные стационарные функции. Получены выражения для параметров распределений с учетом вероятности природы величин, влияющих на жесткость железобетонной балки до и после образования трещин, момента трещиностойкости и несущей способности. Определена вероятность разрушения балки со случайными параметрами, лежащей на случайном основании под действием случайной нагрузки. При этом рассмотрено два случая разрушения железобетонной балки: первый случай разрушения возникает при симметричном армировании и при несимметричном армировании при относительно прочном бетоне, второй случай разрушения возникает при относительно слабом бетоне от раздавливания сжатой зоны бетона. Определена вероятность наступления первого случая разрушения и построено суммарное распределение несущей способности. Определена вероятность превышения ширины раскрытия нормальных трещин в балке на упругом основании допустимой величины.

Ключевые слова: железобетонная балка, упругое основание, вероятные значения, случайные характеристики, среднее квадратическое отклонение.

1. Исходные положения

Рассматривается бесконечно длинная железобетонная балка на упругом основании, подчиняющемся гипотезе Винклера, нагруженная нагрузкой $c(x)$. Сечение балки - прямоугольное, имеет размеры b, h . В случае нагружения балки системой сосредоточенных грузов армирование балки может быть как симметричным, так и несимметричным.

Изгибная жесткость балки B рассматривается как случайная величина, а внешняя нагрузка $q(x)$ и коэффициент отпора основания $C(x)$ как случайные стационарные функции координаты x .

Для $q(x)$ и $C(x)$ считаются известными их математические ожидания $\langle q(x) \rangle$, $\langle C(x) \rangle$ и корреляционные функции

$$K_q(\zeta) = D_q e^{-\rho|\zeta|}; \quad K_c(\zeta) = D_c e^{-\nu|\zeta|} \cos \varphi \zeta, \quad (1)$$

где D_q и D_c - дисперсии коэффициента отпора грунта и внешней нагрузки на балку;
 ρ, ν, φ - коэффициенты, методика определения которых приведена в работе [1];
 ζ - расстояние между произвольными коррелированными сечениями балки.

Для обеспечения надежного аппарата решения задач, связанных с вероятностной оценкой, необходимо провести ряд мероприятий, обеспечивающих их статистический анализ [2-5].

Из множества параметров, определяющих сопротивление железобетонной балки, можно выделить три основные группы. В первую группу входят ярко выраженные случай-

ные величины: кубиковая прочность бетона R и предел текучести арматуры σ_T . Данные величины обязательно должны задаваться в вероятностной форме.

Действующие нормативные документы допускают принимать прочность бетона и арматуры, распределёнными по нормальному закону. Тогда, как показано в [6], математические ожидания $\langle R \rangle$, $\langle \sigma_T \rangle$, средние квадратические отклонения S_R , S_{σ_T} , коэффициенты вариации ν_R , ν_{σ_T} кубиковой прочности бетона и предела текучести арматуры, соответственно, можно записать в виде

$$\langle R \rangle = R_n \frac{\gamma_R^p - \frac{\gamma_R^n}{\gamma_b}}{\gamma_R^p - \gamma_R^n}, \quad \langle \sigma_T \rangle = R_{sn} \frac{\gamma_{\sigma_T}^p - \frac{\gamma_{\sigma_T}^n}{\gamma_s}}{\gamma_{\sigma_T}^p - \gamma_{\sigma_T}^n}; \quad S_R = R_n \frac{1 - \frac{1}{\gamma_b}}{\gamma_R^p - \gamma_R^n}, \quad S_{\sigma_T} = R_{sn} \frac{1 - \frac{1}{\gamma_s}}{\gamma_{\sigma_T}^p - \gamma_{\sigma_T}^n},$$

$$\nu_R = \frac{1 - \frac{1}{\gamma_b}}{\gamma_R^p - \frac{\gamma_R^n}{\gamma_b}}, \quad \nu_{\sigma_T} = \frac{1 - \frac{1}{\gamma_s}}{\gamma_{\sigma_T}^p - \frac{\gamma_{\sigma_T}^n}{\gamma_s}}, \quad (2)$$

где R_n , R_{sn} – нормативное значение кубиковой прочности бетона и нормативное сопротивление арматуры;

γ_R^n , γ_R^p , $\gamma_{\sigma_T}^n$, $\gamma_{\sigma_T}^p$ – число средних квадратических отклонений кубиковой прочности бетона и предела текучести арматуры, позволяющих достичь требуемых обеспеченностей нормативных и расчетных значений прочностей. Для нормального распределения вероятностей для нормативных значений прочностных характеристик $\gamma_R^n = \gamma_{\sigma_T}^n = 1,64$ с обеспеченностью 0,9495, а для расчетных значений $\gamma_R^p = \gamma_{\sigma_T}^p = 3$ с обеспеченностью 0,9985;

γ_b , γ_s – коэффициенты надёжности по бетону и арматуре, которые принимаются в соответствии с действующими нормативными документами [7].

Вторую группу образуют многочисленные эмпирические зависимости теории железобетона, связывающие наиболее вероятные значения характеристик балки, например, зависимость прочности бетона на растяжение R_{bt} , призмочной прочности бетона R_b , начального модуля упругости бетона E_b от кубиковой прочности бетона R , различные детерминистские выражения для жесткости балки, момента образования трещин, разрушающего момента и т.д. Большинство этих зависимостей является корреляционными, но, как показывают эксперименты, погрешность перечисленных детерминистских формул меньше, чем погрешность вследствие разброса величин σ_T и R . Поэтому в первом приближении статистический характер зависимостей этой группы можно не учитывать.

Третью группу образуют такие параметры, как размеры поперечного сечения балки, площадь арматуры, привязки арматурных стержней к граням сечения и т. п. Как правило, разброс в этих величинах очень незначителен, и вполне допустимо принимать их детерминированными. Ниже в вероятностной форме мы будем задавать только параметры первой группы.

2. Модель деформирования и разрушения железобетонной балки

Параметры модели железобетонных конструкций, непосредственно включающиеся в работу при различных воздействиях рассмотрены в [8]. Известно, что жесткость на изгиб B железобетонной балки меняется в зависимости от величины действующего в сечении изгибающего момента M . Наблюдается некоторое уменьшение жесткости по мере приближения M к моменту образования трещин M_{crc} за счет увеличения деформативности растянутого бетона при развитии в нём напряжений, близких к прочности бетона растяжение R_{bt} , затем следует резкое падение жесткости вследствие образования трещин [9,10]. После этого жесткость еще некоторое время снижается из-за постоянного выключения из работы участков растянутого бетона над трещинами и между трещинами, после чего процесс стабилизируется. Наконец, при приближении M к предельному для сечения моменту M_{ult} начинаются пластические деформации арматуры и величина B быстро падает до нуля.

если армирование несимметричное, то величина M_{ult} зависит и от прочности бетона, и от прочности арматуры (причем более сложным образом, чем в случае симметричного армирования). При относительно прочном бетоне в момент разрушения одновременно развивается текучесть в арматуре и раздавливается сжатая зона бетона высотой $\xi \cdot h_0 = (A_s + A'_s)/(b \cdot a_b \cdot R)$. Здесь ξ – относительная высота сжатой зоны бетона. В этом случае величина $M_{ult} = M_{ult1}$ оказывается приблизительно нормально распределенной с характеристиками (6) распределения $p_{M_{ult1}}$.

При относительно слабом бетоне разрушение происходит только от раздавливания сжатой зоны бетона высотой $\xi_1 \cdot h_0$ (при $R \leq 400$ $\xi_1 \approx 0,55$) и заключенной в ней арматуры; в этом случае величина несущей способности $M_{ult} = M_{ult2}$ распределяется по нормальному закону $p_{M_{pp2}}(R, \sigma_s)$ с характеристиками распределения:

$$\begin{aligned} \langle M_{ult2} \rangle &= 0,4 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot a_b \cdot \langle R \rangle + z_s \cdot A'_s \cdot \langle \sigma_T \rangle ; \\ S_{pp2} &= 0,4 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot a_b \cdot S_R + z_s \cdot A'_s \cdot S_{\sigma_T}. \end{aligned} \quad (7)$$

Вероятность случая симметричного армирования будет равна:

$$e = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\sigma_{T1}(R)} p_R(R) p_{\sigma_T}(\sigma_T) dR d\sigma_T. \quad (8)$$

Здесь $\sigma_{T1}(R) = \xi_1 \cdot a_b \cdot R \cdot b \cdot h_0 / (A_s - A'_s)$;

$p_R(R), p_{\sigma_T}(\sigma_T)$ – функции плотности распределения величин R, σ_T .

Суммарное распределение предельного момента будет иметь вид:

$$p_{M_{ult}} = p_{M_{ult1}} \cdot e + p_{M_{ult2}} \cdot (1 - e). \quad (9)$$

3. Оценка вероятности разрушения балки от действия изгибающего момента

Разрушение балки происходит в случае, если $M(x) > M_{ult}$, где M_{ult} – случайная величина с законом распределения с характеристиками по (6) или (7) в зависимости от типа армирования, а $M(x)$ – нормально распределенные изгибающие моменты в характерных сечениях, зависящие от случайных параметров $B(R), q(x), C(x)$, и имеющие следующие вероятностные параметры:

математическое ожидание

$$\langle M(x) \rangle = \iiint_{-\infty}^{\infty} \langle M[B(R), q(x), C(x)] \rangle p_R(R) p_q(q) p_C(C) dR dq dC, \quad (10)$$

дисперсия

$$D_M(x) = \iiint_{-\infty}^{\infty} D_M[B(R), q(x), C(x)] p_R(R) p_q(q) p_C(C) dR dq dC, \quad (11)$$

где $\langle M[B(R), q(x), C(x)] \rangle$ и $D_M[B(R), q(x), C(x)]$ – параметры распределения изгибающих моментов в железобетонной балке на упругом стохастическом основании.

Тогда вероятность разрушения балки будет равна

$$e_p = \iiint_{-\infty}^{\infty} \int_{M_{pp}(R, \sigma_T)}^{\infty} p_{\sigma_T}(\sigma_T) p_R(R) p_q(q) p_C(C) [\int_{M_{pp}(R, \sigma_T)}^{\infty} p_M(M, R, q, C) dM] d\sigma_T dR dq dC. \quad (12)$$

В балках на упругом основании соотношение предельного момента и момента образования трещин, как правило, лежит в пределах [11,12]:

$$1,1 \leq \frac{M_{ult}}{M_{crc}} \leq 3.$$

При длительном действии нагрузки величина B_{crc} с достаточно высокой точностью определяется выражением:

$$B_{crc}(R) = A_s \cdot h_0^2 \cdot E_s \frac{1-0,5 \cdot \xi_{crc}}{0,9 + \frac{7\mu_s n}{6\mu'_s \cdot n + \xi_{crc}}}. \quad (13)$$

При этом относительную высоту сжатой зоны бетона в сечении с трещиной можно записать в виде:

$$\xi_{crc}(R) = \frac{10\mu_s \cdot n}{1,15 + 18\mu_s \cdot n + 6\mu'_s \cdot n}. \quad (14)$$

В выражениях (10) и (11) обозначено:

$$n = \frac{E_s}{a_E \cdot R}; \quad \mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0}; \quad \mu'_s = \frac{A'_s}{b \cdot h_0}.$$

Несмотря на сложный характер связи B_{crc} с R в формуле (14), жесткость после образования трещин B_{crc} оказывается нормально распределенной с характеристиками, равными: математическое ожидание

$$\langle B_{crc} \rangle = \int_{-\infty}^{\infty} p_R B_{crc}(R) dR, \quad (15)$$

среднее квадратическое отклонение

$$S_{B_{crc}} = \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} p_R(R) dR - \langle B_{crc} \rangle^2}. \quad (16)$$

4. Вероятностные параметры ширины раскрытия нормальных трещин

Важным эксплуатационным показателем работы железобетонных изгибаемых конструкций является ширина раскрытия трещин. Многочисленные эксперименты показывают, что ширина раскрытия трещин зависит, главным образом, от величины напряжений в растянутой арматуре, которые пропорциональны действующему в сечении изгибающему моменту, а также от ряда случайных особенностей сцепления арматуры и бетона в месте образования трещины. В [13] показано, что максимальную ширину раскрытия трещин можно представить в виде:

$$a_{crc} = k_{crc} M, \quad (17)$$

где k_{crc} – коэффициент, который определяется по эмпирической формуле.

Статистический анализ экспериментальных работ, в которых изучались вопросы, связанные с шириной раскрытия нормальных трещин, показывает, что среднее значение отношения максимальной ширины раскрытия трещин a_{crc} к средней величине раскрытия трещин $\langle a_{crc} \rangle$ равно 1,66, при этом максимальная ширина раскрытия трещин a_{crc} связана с их средним значением $\langle a_{crc} \rangle$ следующим соотношением [14]:

$$a_{crc} = k_{crc} \cdot M = (\langle a_{crc} \rangle + 1,64 \cdot S_{a_{crc}}) \cdot M. \quad (18)$$

Здесь $S_{a_{crc}}$, – среднее квадратическое отклонение распределения ширины раскрытия нормальных трещин.

В этом случае для среднего значения ширины раскрытия трещин получаем:

$$\langle a_{crc} \rangle = 0,602 k_{crc} \cdot M, \quad (19)$$

а для стандарта ширины раскрытия трещин имеем:

$$S_{a_{crc}} = 0,242k_{crc} \cdot M. \quad (20)$$

Если изгибающий момент в балке является случайной величиной с параметрами $\langle M \rangle$ и S_M из-за случайности, например, нагрузки, свойств основания или параметров самой конструкции, то для среднего значения ширины раскрытия трещин будем иметь:

$$\langle a_{crc} \rangle = \langle k_{crc} \rangle \cdot \langle M \rangle, \quad (21)$$

а для стандарта ширины раскрытия трещин получаем:

$$S_{a_{crc}} = \sqrt{S_{k_{crc}}^2 \cdot S_M^2 + \langle k_{crc} \rangle^2 \cdot S_M^2 + S_{k_{crc}}^2 \cdot \langle M \rangle^2}, \quad (22)$$

где $\langle k_{crc} \rangle = 0,602k_{crc}$ – математическое ожидание эмпирического коэффициента k_{crc} ;

$S_{k_{crc}} = 0,058 k_{crc}$ – стандарт эмпирического коэффициента k_{crc} .

Ширина раскрытия нормальных трещин в опасном сечении оказывается нормально распределенной с функцией плотности вероятности $p_{a_{crc}}$ и характеристиками, вычисляемыми по формулам (21) и (22). Вероятность того, что ширина раскрытия нормальных трещин a_{crc} превысит допустимое значение $[a_{crc}]$, будет равна:

$$e_{a_{crc}} = \int_{[a_{crc}]}^{\infty} p_{a_{crc}}(a_{crc}) da_{crc}. \quad (23)$$

Вывод

Получены статистические характеристики распределений случайных параметров железобетонных балок на упругом основании, в том числе жесткости балки до и после образования нормальных трещин, предельного момента и ширины раскрытия нормальных трещин, что позволяет производить расчет конструкций на упругом основании в вероятностной постановке.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Благоняждин В.Л., Кудрявцев Е.П. Статистическое исследование деформаций песчаных оснований и трубопроводов подъемных волноводных линий связи // В кн.: Доклады научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ за 1964-1965 г. М., 1965 (МЭИ).
2. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон - взгляд в будущее // Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 181-183.
3. Тамразян А.Г. Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений // Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 21-27.
4. Тамразян А.Г. К задачам мониторинга риска зданий и сооружений // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2013. № 3 (170). С. 19-21.
5. Тамразян А.Г. Рекомендации к разработке требований к живучести зданий и сооружений // Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С.77-83.
6. Рекомендации по оценке и обеспечению надежности транспортных сооружений. ЦНИИС Минтрансстроя СССР, М., 1989.
7. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2). М., 2015.
8. Tamrazyan A., Avetisyan L. Estimation of load bearing capacity of eccentrically compressed reinforced concrete elements under dynamic loading in fire conditions // Applied Mechanics and Materials. 2014. Т. 638-640. Pp.62-65.
9. Aizikovich S., Vasiliev A., Trubchik I., Evich L., Ambalova E., Sevostianov I. Analytical solution for the bending of a plate on a functionally graded layer of complex structure // Advanced structured materials. 2011. Vol. 15. Pp. 15-28.
10. Юрьев А.Г., Рубанов В.Г., Горшков А.С. Расчет многослойных плит на упругом основании // Вестник Белгородского государственного технического университета им. В.Г. Шухова. 2007. № 1. С. 51-59.
11. Исследование жесткости и трещиностойкости конструкций на упругом основании из несвязного грунта с сопоставлением результатов с результатами исследований для статически определимых систем. Тех-

нический отчет, ВНИИГ, Л., 1970.

12. Синицын А.П. Расчет балок и плит на упругом основании за пределом упругости (пособие для проектировщиков). Москва: Стройиздат. 1974. 176 с.

13. Бирулин Ю. Ф., Петрова К.В. Образование, раскрытие и закрытие трещин в нормальных сечениях железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. 1971. № 5.

14. Гуца Ю.П. Исследование ширины раскрытия нормальных трещин // В сб. «Прочность и жесткость железобетонных конструкций». М., 1971.

Демин Павел Дмитриевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, Кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций,

E-mail: p-deminov@mail.ru

DEMISOV P.D.

STATISTICAL PARAMETERS OF A REINFORCED CONCRETE BEAM LAYING ON ELASTIC FOUNDATION WITH STOCHASTIC CHARACTERISTICS

The results of the calculation of a reinforced concrete beam on an elastic foundation are presented. The physical (strength) and geometric distributions of the parameters of the reinforced concrete beams and foundation soils are given, as well as the probabilistic parameters of the opening width of normal cracks. A model of deformation and fracture of a reinforced concrete beam is considered depending on the magnitude of the bending moment acting in the cross section. The probability of breaking the beam from the action of the bending moment is obtained.

Key words: reinforced concrete beam, elastic base, probable values, random characteristics, mean square deviation.

REFERENCES

1. Blagonadozhin V.L., Kudryavtsev Ye.P. Statisticheskoye issledovaniye deformatsiy peschanykh osnovaniy i truboprovodov pod'yemnykh volnovodnykh liniy svyazi [Statistical study of the deformations of sandy foundations and pipelines of lifting waveguide communication lines]. Doklady nauchno-tekhnicheskoy konferentsii po itogam nauchno-issledovatel'skikh rabot za 1964-1965 [Thesises of scientific and technical conference on the basis of 1964-1965 reseaching results]. Moscow, 1965 (MEI). (rus)
2. Tamrazyan A.G. Beton i zhelezobeton - vzglyad v budushcheye [Concrete and reinforced concrete - a look into the future]. *Vestnik MGSU*. 2014. No 4. Pp. 181-183. (rus)
3. Tamrazyan A.G. Osnovnyye printsipy otsenki riska pri proyektirovanii zdaniy i sooruzheniy [The basic principles of risk assessment in the design of buildings and structures]. *Vestnik MGSU*. 2011. No 2-1. Pp. 21-27. (rus)
4. Tamrazyan A.G. K zadacham monitoringa riska zdaniy i sooruzheniy [Towards the risk monitoring of buildings and structures]. *Stroitel'nyye mate-rialy, oborudovaniye, tekhnologii XXI veka*. 2013. No 3 (170). pp. 19-21. (rus)
5. Tamrazyan A.G. Rekomendatsii k razrabotke trebovaniy k zhivuchesti zdaniy i sooruzheniy [Recommendations for the development of requirements for survivability of buildings and structures]. *Vestnik MGSU*. 2011. No 2-1. Pp.77-83. (rus)
6. Rekomendatsii po otsenke i obespecheniyu nadezhnosti transportnykh sooruzheniy. TSNIS Mintransstroya SSSR [Recommendations for assessing and ensuring the reliability of transport facilities. ZNIIS Ministry of Transport and Construction of the USSR], Moscow, 1989. (rus)
7. Russian Building Code SP 63.13330.2012 Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya. Aktua-lizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003 (s Izmeneniyami N 1, 2) [Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. The updated edition of SNiP 52-01-2003 (with Amendments N 1, 2)]. Moscow, 2015. (rus)
8. Tamrazyan A., Avetisyan L. Estimation of load bearing capacity of eccentrically compressed reinforced concrete elements under dynamic loading in fire conditions. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. T. 638-640. Pp.62-65.

9. Aizikovich S., Vasiliev A., Trubchik I., Evich L., Ambalova E., Sevostianov I. Analytical solution for the bending of a plate on a functionally graded layer of complex structure. *Advanced structured materials*. 2011. Vol. 15. Pp. 15-28.
10. Yur'yev A.G., Rubanov V.G., Gorshkov A.S. Raschet mnogosloynnykh plit na uprugom osnovanii [Calculation of multilayer plates on an elastic base]. *Vestnik Belgorodskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta im. V.G. Shukhova*. 2007. No 1. Pp. 51-59. (rus)
11. Issledovaniye zhestkosti i treshchinostoykosti konstruksiy na uprugom osnovanii iz ne-svyaznogo grunta s sopostavleniyem rezul'tatov s rezul'tatami issledovaniy dlya staticheski opredeli-mykh sistem. Tekhnicheskii otchet, VNIIG [Investigation of the rigidity and crack resistance of structures on an elastic base of non-cohesive soil with a comparison of the results with the results of research for statically defined systems. Technical Report, VNIIG]. Lenin-grad, 1970. (rus)
12. Sinitsyn A.P. Raschet balok i plit na uprugom osnovanii za predelom uprugosti (posobiye dlya proyektirovshchikov) [Calculation of beams and slabs on an elastic foundation beyond the limit of elasticity (manual for designers)]. Moscow: Stroyizdat. 1974. 176 p. (rus)
13. Birulin YU. F., Petrova K.V. Obrazovaniye, raskrytiye i zakrytiye treshchin v normal'nykh se-cheniyakh zhelezobetonnykh konstruksiy [Formation, opening and closing of cracks in normal sections of reinforced concrete structures]. *Beton i zhelezobeton*. 1971. No 5.
14. Gushcha YU.P. Issledovaniye shiriny raskrytiya normal'nykh treshchin [Investigation of the width of the opening of normal cracks]. V sb. Prochnost' i zhestkost' zhelezobetonnykh konstruksiy ["Strength and rigidity of reinforced concrete structures"]. Moscow, 1971. (rus)

Deminov Pavel D.

National research Moscow state University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
PhD, Associated Professor of Reinforced Concrete and Masonry Structures Department,
E-mail: p-deminov@mail.ru

УДК 624.012.45

ДЕМЬЯНОВ А.И., НАУМОВ Н.В., КОЛЧУНОВ ВЛ. И.

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СОСТАВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КРУЧЕНИИ С ИЗГИБОМ

Разработана программа и методика экспериментальных исследований железобетонных конструкций при кручении с изгибом, основной целью которой является проверка расчетных предпосылок и экспериментального определения расчетных параметров предлагаемой методики расчета.

Проведены экспериментальные исследования с целью проверки предлагаемого расчетного аппарата и уточнения закономерностей для определения прогибов, углов поворота крайних сечений, напряжений в сжатой зоне бетона. Для анализа в статье приведены типичная для эксперимента схема образования и развития трещин в виде развертки, а также характерные графики зависимости углов поворота торцевых сечений.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, сопротивление кручению с изгибом, экспериментальная установка, углы поворота, прогибы, раскрытие пространственных трещин, экспериментальная проверка расчетной модели, углы поворота.

Постановка проблемы. Современная строительная промышленность постоянно сталкивается с необходимостью применения железобетонных конструкций в сложных и ответственных зданиях и сооружениях, что обуславливает необходимость развития методов расчета железобетонных конструкций и совершенствования теории железобетона.

В практике строительства все чаще используются составные конструкции, к которым относят, например, конструкции получаемые в ходе усиления существующих частей зданий и сооружений, а также сборно-монолитный железобетон.

Существующие железобетонные конструкции зачастую находятся в сложно-деформированном состоянии. Причиной этого служит то, что помимо изгиба, в них может возникать крутящий момент, обусловленный наличием некоторого эксцентриситета. Эксцентриситет возникает из-за асимметричности сечений, внецентренного приложения нагрузок или неоднородности материала, а также может носить случайный характер (неточность изготовления или монтажа конструкций). Сопротивление кручению с изгибом – это достаточно сложное явление, и для его описания требуется привлечение целого ряда гипотез, подтвержденных экспериментально.

Анализ достижений и публикаций. Кручение с изгибом железобетонных конструкций остается одной из наименее изученных областей, как в теоретическом плане, так и в плане экспериментального подтверждения имеющихся [1, 2] и разрабатываемых [3–5] расчетных моделей. В современной теории железобетона накоплено сравнительно мало фактических данных о поведении составных железобетонных конструкций и их напряженно-деформированном состоянии, в весьма малой степени изучены эффекты, связанные с нарушением сплошности железобетона [3–5].

При построении модели деформирования составных железобетонных конструкций при кручении с изгибом первостепенное значение имеют входящие в нее рабочие предпосылки и расчетные параметры. В число этих параметров входит сопротивление областей, прилегающих к местам пересечения трещинами рабочей арматуры. Здесь, согласно послед-

ним экспериментальным исследованиям [6–11], возникает деформационный эффект (эффект нарушения сплошности). По результатам исследований профессоров В.М. Бондаренко, Вл. И. Колчунова [8] влияние этого эффекта на равновесие усилий в поперечном сечении может составлять до 40%.

Из этого следует, что при разработке методики и программы экспериментальных исследований особое внимание следует уделять возможности экспериментальной проверки параметров, входящих в предлагаемую расчетную модель, в частности – определение углов поворота и прогибов расчетных сечений, схем образования, развития и раскрытия трещин, а также деформирования арматуры и бетона в сложно напряженных областях исследуемых железобетонных конструкций. В процессе проведения экспериментов требуется фиксировать образование, развитие и раскрытие трещин на специальных планшетах с помощью миллиметровой бумаги и карандашной кальки в масштабе один к одному. Значительную пользу приносит ведение журнала экспериментальных наблюдений, в котором фиксируются основные особенности наблюдаемого процесса, происходящего при сопротивлении испытываемой экспериментальной конструкции. Данные, которые были получены в ходе проведения экспериментальных исследований войдут в банк опытных данных и смогут дать более полное представление об особенностях сопротивления железобетона в целом.

Исследовательская часть. Цели и задачи эксперимента. Основной *целью* проведения экспериментальных исследований является проверка предложенной расчетной модели и лежащих в основе нее рабочих предпосылок, а также выявление закономерностей деформирования, появления, развития и раскрытия трещин составных железобетонных конструкций в сложном напряженно-деформированном состоянии при совместном действии кручения с изгибом.

Проверка построенной расчетной модели и заложенных в ее основу рабочих гипотез, в перспективе могут поспособствовать увеличению эффективности проектирования железобетонных конструкций.

Задачи, решавшиеся при подготовке и проведении экспериментальных исследований железобетонных конструкций на кручение с изгибом:

- 1) Обзор и анализ существующих расчетных предложений и проведенных экспериментальных исследований.
- 2) Разработка и дальнейшее усовершенствование методики проведения экспериментальных исследований железобетонных составных конструкций при кручении с изгибом, а также анализ их результатов.
- 3) Экспериментальная проверка лежащих в основе разработанной расчетной модели положений и рабочих гипотез.
- 4) Сопоставительный анализ закономерностей опытного деформирования железобетонных составных конструкций при кручении с изгибом и результатов расчета по предложенной модели.

Конструкции опытных образцов. Программа проведения эксперимента предусматривает испытание конструкций двух типов: балочного типа (I) и плитного типа (II). Характеристики конструкций приведены в таблице 1. Экспериментальные образцы изготовлены в заводских условиях по чертежам (см. рис. 1) из бетонов двух типов – В20 и В30, рабочее армирование выполнено из стержневой арматуры 10-A240-C по ГОСТ 5781-82, с хомутами из проволочной арматуры 3-Vp1 по ГОСТ 6727-80. Число конструкций для испытаний было принято с учетом варьирования их длины, класса бетона и положения рабочего шва.

Значения характеристик арматуры были определены в соответствии с действующими стандартами. При этом было испытано по пять стержней длиной 400 мм каждого диаметра (Ø3 Vp-1, Ø10A240C).

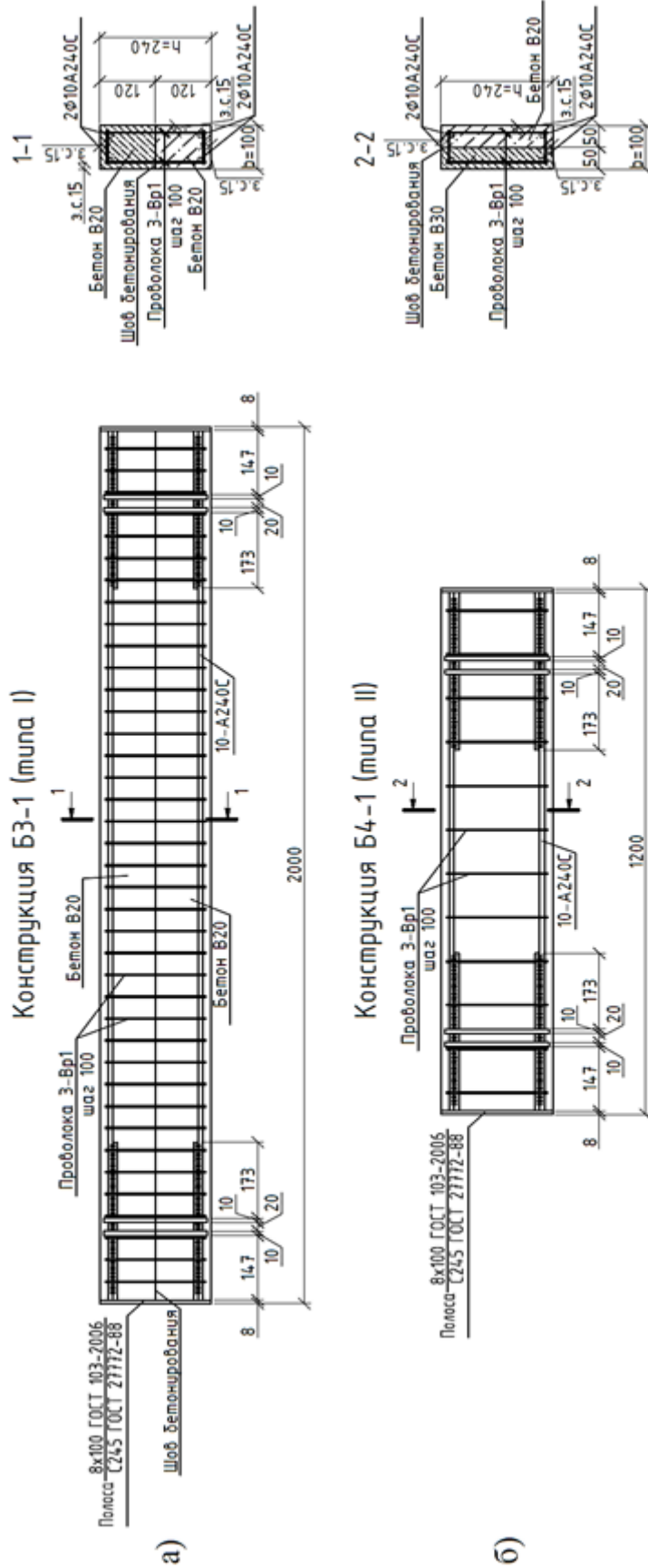


Рисунок 1 – Чертежи экспериментальных конструкций типа I (а) и типа II (б)

Таблица 1 – Типы и характеристики экспериментальных конструкций

Тип конструкции	Шифр конструкции	h , мм	b , мм	L , мм	Арматура верхней зоны, диаметр – мм, класс	Арматура нижней зоны, диаметр – мм, класс	Класс бетона верхней зоны	Класс бетона нижней зоны
I	Б1-1	240	100	1200	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V30	V20
	Б1-2	240	100	1200	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V30	V20
	Б2-1	240	100	1600	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V30	V20
	Б2-2	240	100	1600	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V30	V20
	Б3-1	240	100	2000	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V20	V20
	Б3-2	240	100	2000	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V20	V20
II	Б4-1	240	100	1200	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V30	V20
	Б4-2	240	100	1200	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V30	V20
	Б5-1	240	100	1600	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V30	V20
	Б5-2	240	100	1600	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V30	V20
	Б6-1	240	100	2000	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V20	V20
	Б6-2	240	100	2000	2Ø10A240C	2Ø10A240C	V20	V20

С целью определения характеристик прочности и деформативности бетона одновременно с основными экспериментальными конструкциями изготавливались вспомогательные бетонные образцы из бетонов того же состава: бетонные призмы сечением $100 \times 100 \times 400$ – 12 шт. (по 6 шт. для каждого сочетания бетонов) и кубы сечением $100 \times 100 \times 100$ – 12 шт. (по 6 шт. для бетона каждого класса).

Методика проведения эксперимента. Исследование работы составных конструкций при кручении с изгибом и разработка модели их деформирования невозможны без достоверных экспериментальных данных. С целью их получения на кафедре уникальных зданий и сооружений Юго-западного государственного университета была создана экспериментальная установка (подробности см. [11]). Она состоит из каркаса, закрепленной на нем системы рычагов, опорной площадки, траверсы и ножей для передачи нагрузки, а также подвесной площадки для нагружения. Экспериментальная установка дает возможность реализовывать намеченную схему нагружения (рис. 2). В перечень измерительной аппаратуры, используемой при проведении исследований, входят: индикаторы часового типа цифровые SYLVAC S_Dial WORK (BASIC) с ценой деления 0,001 мм, тензометрическая станция АИД-4 с релейным переключателем на 120 каналов и комплектом тензорезисторов (базой 20 мм), динамометр ДОСМ-3-3, микроскоп МПБ-3М. При проведении испытаний нагружение выполняется гравитационным способом, с использованием предварительно взвешенных грузов. Взвешивание грузов производится на весах рычажного типа с ценой деления 5 грамм. Схема приложения нагрузок и размещения измерительной аппаратуры показаны на рис. 2.

На рисунке 2 приняты следующие обозначения: **ичт1** – прогибомер, индикатор часового типа для измерения перемещений испытываемой конструкции установленный в левой части конструкции, на дальнем краю рычага для передачи нагрузки на торцевую её часть; **ичт2** – прогибомер, индикатор часового типа для измерения перемещений испытываемой конструкции установленный в левой части конструкции, на её краю, находящемся с противоположной стороны от **ичт1**; **ичт3** – прогибомер, индикатор часового типа для измерения перемещений испытываемой конструкции установленный в центральной части конструкции по центру ширины образца; **ичт4** – прогибомер, индикатор часового типа для измерения перемещений испытываемой конструкции установленный в правой части конструкции, на дальнем краю рычага для передачи нагрузки на торцевую её часть; **ичт5** – прогибомер, индикатор часового типа для измерения перемещений испытываемой конструкции установленный в правой части конструкции, на её краю, находящемся с противоположной стороны от **ичт4**; **т1–т4** – розетка из 4-х тензорезисторов под углом 45° друг к другу, наклеенных на бе-

тон с передней стороны конструкции; $\tau 5$ – $\tau 8$ – розетка из 4-х тензорезисторов под углом 45° друг к другу, наклеенных на бетон с задней стороны конструкции.

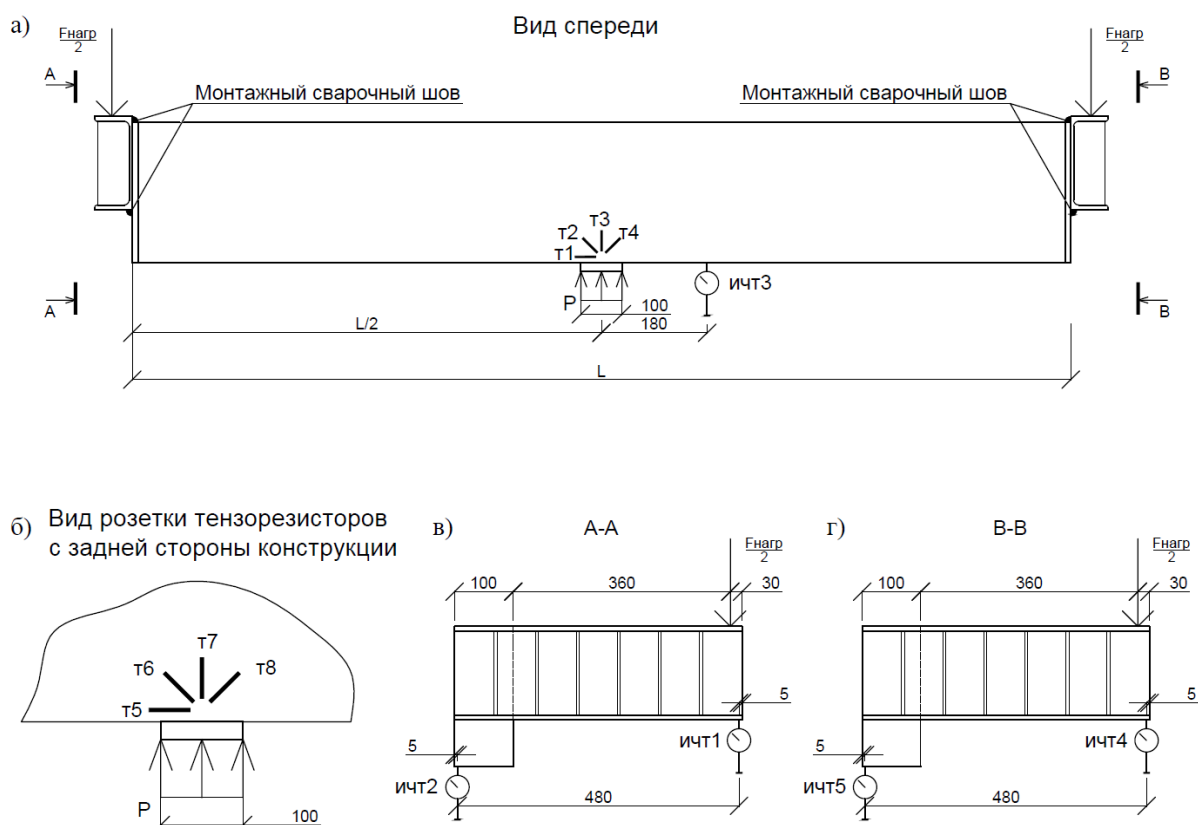


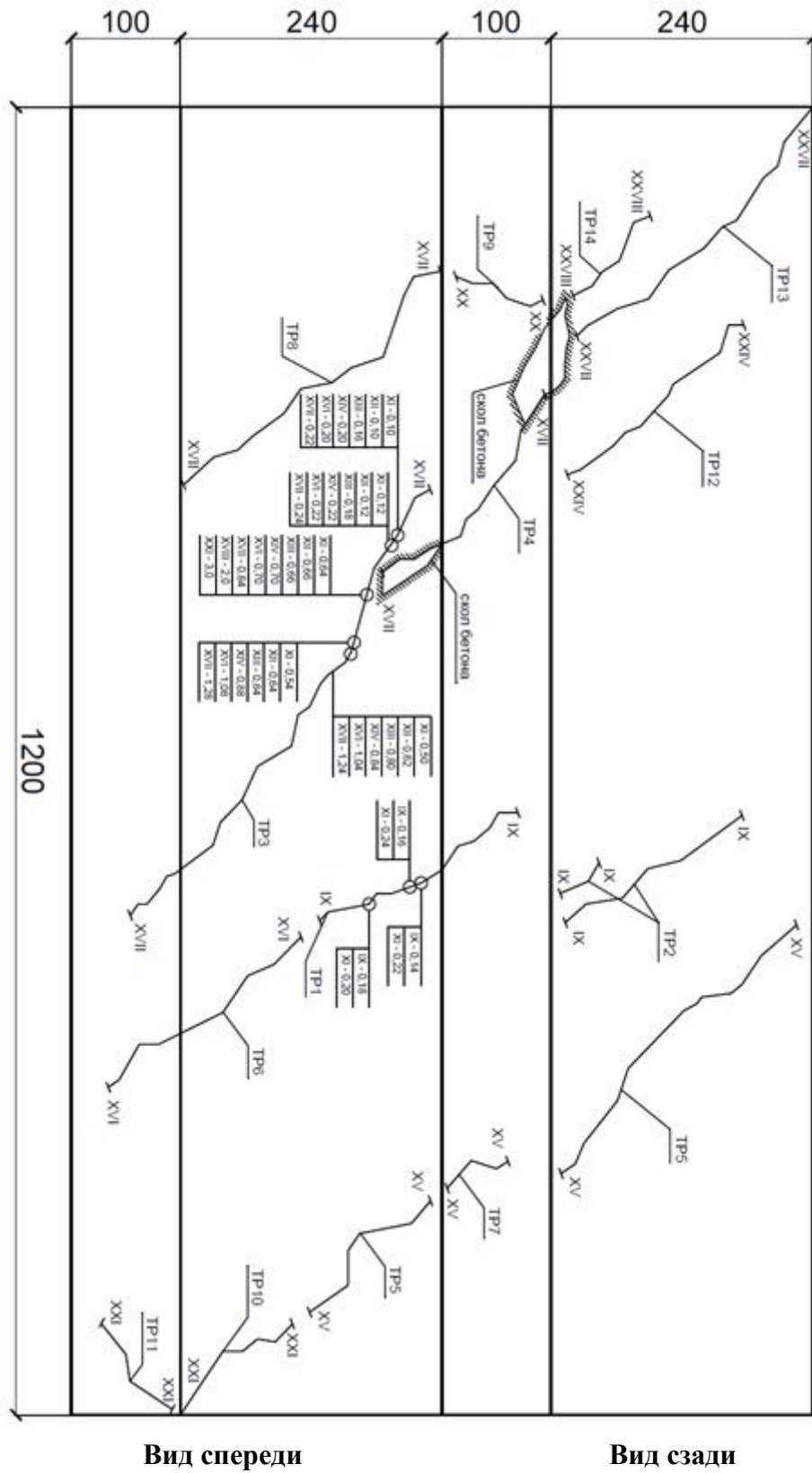
Рисунок 2 – Схема размещения измерительных приборов и приложения нагрузок

Перед началом экспериментальных исследований испытываемые конструкции тщательно осматривались на предмет наличия сколов, деформаций и начальных трещин. Каждый образец в ходе эксперимента доводился до разрушения, с целью получения максимального количества данных. Нагружение производилось поэтапно – на каждом этапе нагружение увеличивалось на 3-5% от предполагаемой разрушающей нагрузки. Между нагружениями выдерживалась пауза 5 минут, она увеличивалась до 15 минут после образования трещин в конструкции. На каждом этапе нагружения считывались данные по показаниям тензодатчиков и прогибомеров, после образования трещин данные считывались дважды – сразу после нагружения и по прошествии 15 минут. Испытываемая конструкция во время выдерживания паузы осматривалась на предмет образования трещин. Замеченные трещины помечались маркером, также арабскими цифрами обозначался их порядковый номер, а римскими цифрами - этап нагружения на котором они появились. Ширина раскрытия предполагаемой разрушающей трещины измерялась микроскопом в трех местах: в точке пересечения со стержнем основного армирования, в точке пересечения с ближайшим хомутом и посередине между ними. После завершения эксперимента картина трещин зарисовывалась на специальные планшеты в масштабе 1:1 (см. рис.3).

В ходе проведения эксперимента наблюдалась определенная закономерность – трещины по которым происходило разрушение конструкций балочного типа (I) появлялись на боковых гранях образцов, а трещины, по которым происходило разрушение конструкций плитного типа (II), на верхней и нижней гранях.

Экспериментальные исследования позволили заметно уточнить зависимости для определения прогибов, углов поворота крайних сечений (рис. 4, 5), напряжений в сжатой зоне бетона.

Рисунок 3 – Картина образования и развития трещин при проведении испытаний железобетонных конструкций на кручение с изгибом на примере Б1-2 (показано в виде развертки)



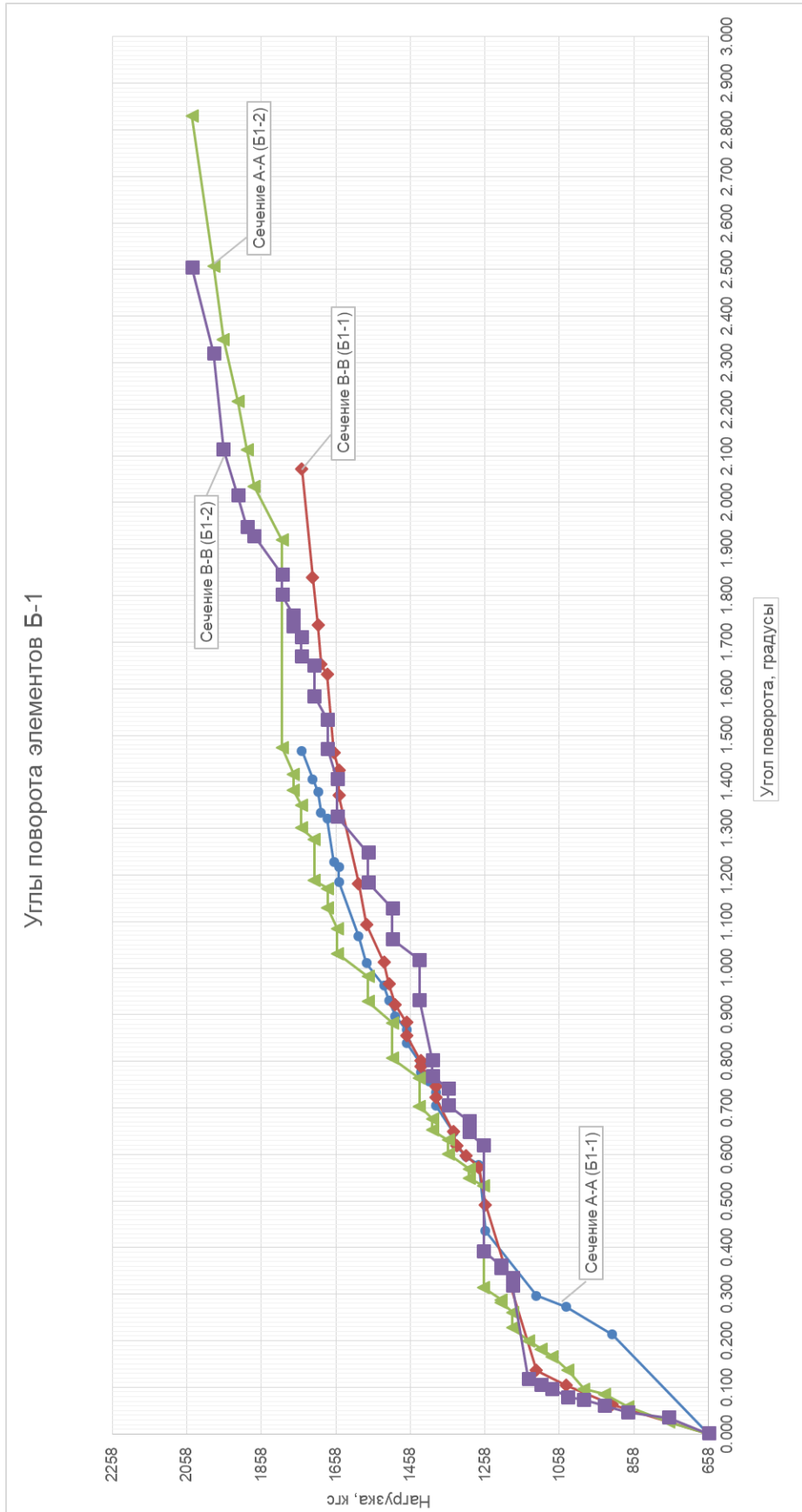


Рисунок 4 – Графики зависимости углов поворота торцевых сечений от нагрузки в элементах Б1

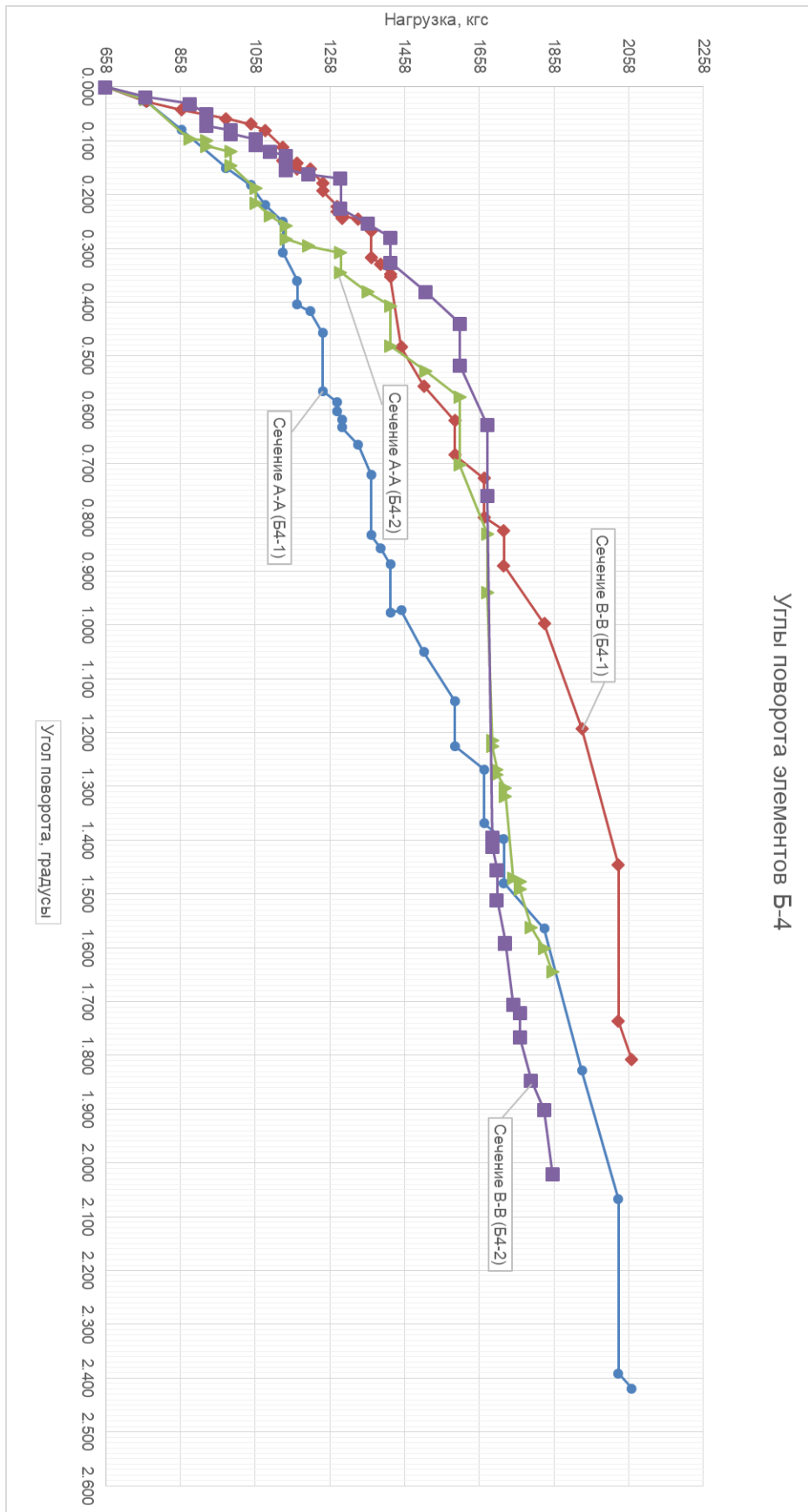


Рисунок 5 – Графики зависимости углов поворота торцевых сечений от нагрузки в элементах Б4

Экспериментально определены следующие параметры: ширины раскрытия трещин вдоль всего профиля трещины, на уровне центров продольной и поперечной растянутой арматуры (рис.3), углы поворота торцевых сечений (рис.4, 5), деформации бетона с обеих сторон сжатой зоны, а также прогибы в средней части и в крайних сечениях конструкции при сложном напряженно-деформированном состоянии кручения с изгибом.

На приведенных графиках можно проследить характерные зависимости: при небольших значениях приложенной нагрузки (приблизительно до 1150кгс для Б1 и до 1400кгс для Б4) углы поворота медленно растут с её увеличением, что выражается в большом угле наклона графиков, но чем сильнее растет нагрузка, тем быстрее начинают расти углы поворота, график становится значительно более пологим, это продолжается до момента разрушения. Наибольшие значения углов поворота, зафиксированные в эксперименте: $2,83^\circ$ при нагрузке 2044кгс для элемента Б1-2; $2,42^\circ$ при нагрузке 2066кгс для элемента Б4-1.

Помимо основной серии испытаний, когда нагрузка передавалась через приваренные к закладным деталям экспериментальных образцов консоли, была проведена дополнительная серия с использованием образцов Б3-2, Б6-1 и Б6-2. При этой схеме испытаний нагрузка на образцы передавалась через специальные ключи, надевавшиеся непосредственно на образец.

Выводы и перспективы дальнейшего развития. Разработка методики эксперимента и проведение экспериментальных исследований составных железобетонных конструкций позволяют выполнить проверку предложенной расчетной модели и гипотез, на которых она основана. Помимо того, в ходе исследований происходит получение данных о сложном напряженно-деформированном состоянии при совместном действии кручения с изгибом.

Проведенные экспериментальные исследования касаются ряда вопросов, связанных с разработкой расчетного аппарата железобетонных конструкций при совместном действии кручения с изгибом, а также позволяют убедиться в адекватности рабочих гипотез при изменении длины образцов, величин крутящего и изгибающего моментов, а также различных положениях рабочего шва.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Клюева Н. В., Яковенко И.А., Усенко Н.В. К расчету ширины раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях // Промышленное и гражданское строительство. 2014. №2. С. 8–11.
2. Клюева Н.В., Колчунов В.И., Рыпаков Д.А., Бухтиярова А.С. Жилые и общественные здания из железобетонных панельно-рамных элементов индустриального производства // Жилищное строительство. 2015. №5. С. 69–75
3. Сальников А. С., Колчунов В.И., Яковенко И.А. Расчетная модель образования пространственных трещин первого вида при кручении с изгибом // Промышленное и гражданское строительство. 2015. №3. С. 35–40.
4. Сальников А. С., Колчунов В.И., Колчунов В.И. Методика расчета предельной нагрузки и координат образования пространственной трещины первого вида в железобетонных конструкциях при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2015. №6(62). С. 49– 56.
5. Сальников А. С., Клюева Н.В., Колчунов В.И. Метод определения минимальной нагрузки и координат образования пространственной трещины в железобетонных конструкциях при кручении с изгибом // Промышленное и гражданское строительство. 2016. №1. С. 52–57.
6. Демьянов А. И., Сальников А.С., Колчунов В.И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом и анализ их результатов // Строительство и реконструкция. 2017. №4(72). С. 17– 26.
7. Демьянов А. И., Покусаев А.А., Колчунов В.И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2017. №5(73). С. 5– 14.
8. Бондаренко В. М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: монография. М. : АСВ, 2004. 472 с.
9. Гольшев А.Б., Колчунов В.И. Сопротивление железобетона: монография. К. : Основа, 2009. 432 с.
10. Колчунов В. И., Сальников А.С. Экспериментальные исследования трещинообразования железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2016. №3(65). С. 24– 32.
11. Демьянов А. И., Наумов Н.В., Колчунов В.И. Программа и методика экспериментальных исследований составных железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2018. №1(75). С. 22– 30.

Демьянов Алексей Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
Кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры промышленного и гражданского строительства,
E-mail: speccompany@gmail.com

Наумов Николай Валерьевич

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
Аспирант,
E-mail: kolua199200@yandex.ru

Колчунов Владимир Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
Доктор технических наук, профессор, профессор кафедры уникальных зданий и сооружений,
E-mail: vlik52@mail.ru

DEM'YANOV A.I., NAUMOV N.V., KOLCHUNOV VL. I.

**SOME RESULTS OF THE EXPERIMENTAL STUDIES
OF COMPOSITE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES
UNDER THE ACTION OF TORSION WITH BENDING**

It is proposed the program and methodology for experimental studies of reinforced concrete structures under the action of torsion with bending. The main purpose is to check the calculation assumptions and to determine experimentally the design parameters of the proposed calculation method.

Experimental studies have been carried out to check the proposed calculation apparatus and refine the regularities for determining the deflections, the angles of rotation of the cross-sections, and the stresses in the compressed zone of the concrete. The article presents the most typical scheme for the formation and development of cracks in the unfolded form, as well as characteristic graphs of the angles of rotation of the end cross-sections of structures for analysis.

Keywords: *reinforced concrete structures, torsion with bending resistance, pilot installation, angles of rotation, deflections, spatial cracks expansion, experimental verification of calculation model, angles of rotation.*

REFERENCES

1. Klyuyeva N. V., Yakovenko I.A., Usenko N.V. K raschetu shiriny raskrytiya naklonnykh treshchin tret'yego tipa v sostavnykh zhelezobetonnykh konstruktivnykh [To the calculation of the width of the opening inclined cracks of the third type in composite reinforced concrete structures]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2014. No 2. Pp. 8–11. (rus)
2. Klyuyeva N.V., Kolchunov V.I., Rypakov D.A. Bukhtiyarova A.S. Zhilye i obshchestvennyye zdaniya iz zhelezobetonnykh panel'no-ramnykh elementov industrial'nogo proizvodstva [Residential and public buildings of reinforced concrete panel-frame elements of industrial production]. *Zhilishchnoye stroitel'stvo*. 2015. No 5. Pp. 69–75. (rus)
3. Sal'nikov A. S., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. Raschetnaya model' obrazovaniya prostranstvennykh treshchin pervogo vida pri kruchenii s izgibom [The computational model of the formation of spatial cracks of the first type in torsion with a bend]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2015. No 3. Pp. 35–40. (rus)
4. Sal'nikov A. S., Kolchunov V.I., Kolchunov V.I. Metodika rascheta predel'noy nagruzki i ko-ordinat obrazovaniya prostranstvennoy treshchiny pervogo vida v zhelezobetonnykh konstruktivnykh pri kruchenii s izgibom [Method of calculating the maximum load and the coordinates of the formation of a spatial crack of the first type in reinforced concrete structures under torsion with a bend]. *Building and Reconstruction*. 2015. No 6(62). Pp. 49– 56. (rus)
5. Sal'nikov A. S., Klyuyeva N.V., Kolchunov V.I. Metod opredeleniya minimal'noy nagruzki i koordinat obrazovaniya prostranstvennoy treshchiny v zhelezobetonnykh konstruktivnykh pri kruchenii s izgibom [The method for determining the minimum load and coordinates of the formation of a spatial crack in reinforced concrete structures during torsion with bending]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2016. No 1. Pp. 52–57. (rus)

6. Dem'yanov A. I., Sal'nikov A.S., Kolchunov V.I. Eksperimental'nyye issledovaniya zhelezobe-tonnykh konstruktсий pri kruchenii s izgibom i analiz ikh rezul'tatov [Experimental studies of ferro-concrete structures in torsion with bending and analysis of their results]. *Building and Reconstruction*. 2017. No 4(72). Pp. 17– 26. (rus)
7. Dem'yanov A. I., Pokusayev A.A., Kolchunov V.I. Eksperimental'nyye issledovaniya zhelezobe-tonnykh konstruktсий pri kruchenii s izgibom [Experimental studies of ferro-concrete structures in torsion with a bend]. *Building and Reconstruction*. 2017. No 5(73). Pp. 5– 14. (rus)
8. Bondarenko V. M., Kolchunov V.I. Raschetnyye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona: monografiya [Computational models of reinforced concrete strength resistance: monograph]. Moscow: ASV Publishing, 2004. 472 p. (rus)
9. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. Soprotivleniye zhelezobetona: monografiya [Reinforced concrete resistance: monograph]. Kiev: Osнова Publishing, 2009. 432 p. (rus)
10. Kolchunov V.I., Sal'nikov A.S. Eksperimental'nyye issledovaniya treshchinoobrazovaniya zhelezobetonnnykh konstruktсий pri kruchenii s izgibom [Experimental studies of the cracking of reinforced concrete structures in torsion with a bend]. *Building and Reconstruction*. 2016. No 3(65). Pp. 24– 32. (rus)
11. Dem'yanov A. I., Naumov N.V., Kolchunov V.I. Programma i metodika eksperimental'nykh is-sledovaniy sostavnykh zhelezobetonnnykh konstruktсий pri kruchenii s izgibom [Program and Methods of Experimental Studies of Composite Reinforced Concrete Structures in Torsion with a Bend]. *Building and Reconstruction*. 2018. No 1(75). Pp. 22– 30. (rus)

Dem'yanov Alexey I.

Southwest State University, Kursk, Russia,
Candidate of Technical Sciences (PhD), assistant professor, assistant professor of Industrial and Civil Engineering Department,
E-mail: speccompany@gmail.com

Naumov Nikolai V.

South-Western State University, Kursk, Russia,
Post-graduate student,
E-mail: kolua199200@yandex.ru

Kolchunov Vladimir I.

South-Western State University, Kursk, Russia,
Doctor of technical Sciences, professor, professor of Unique Building and Structures Department,
E-mail: vlik52@mail.ru

УДК 624.04

КУРНАВИНА С.О., ГРАЧЕВ А.Н.

КРИТЕРИЙ ОБРАЗОВАНИЯ СКВОЗНЫХ ТРЕЩИН ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ ИЗГИБЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В расчетах железобетонных зданий на сейсмические воздействия допускается развитие пластических деформаций в конструкциях. Для оценки их предельного состояния и возможности разрушения необходим комплекс критериев, одним из которых является критерий, предотвращающий развитие сквозных трещин в изгибаемых элементах вследствие пластических деформаций арматуры. В качестве такого критерия предлагается предельное значение коэффициента пластичности по кривизне. Разработан метод расчета нормальных сечений при знакопеременных циклических воздействиях, и на его основе построены зависимости предельного коэффициента пластичности от коэффициента армирования для тавровых и прямоугольных сечений. По результатам расчета даны практические рекомендации по ограничению коэффициентов армирования изгибаемых элементов при знакопеременных воздействиях большой интенсивности.

Ключевые слова: сейсмостойкость, сквозные трещины, критерии предельного состояния.

Введение. Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений является одной из важнейших задач при проектировании и возведении объектов в сейсмически опасных районах. Современные методы расчета железобетонных зданий на сейсмические воздействия, отраженные в действующих нормах, предусматривают развитие пластических деформаций и локальных разрушений в элементах конструкций [1, 2, 3, 4]. При этом предпочтительно образование пластических зон в изгибаемых элементах.

В настоящее время идет интенсивная разработка и развитие методов прямого динамического расчета зданий во временной области. В связи с этим возникает проблема определения критериев предельного состояния, оценивающих работу конструкций в пластической стадии при знакопеременных воздействиях [5, 6, 7, 8]. Эту задачу невозможно решить с помощью какого-либо одного критерия. Необходим целый комплекс критериев, оценивающих различные особенности работы зданий при сейсмических воздействиях [7, 8, 9].

Значительные пластические деформации арматуры при знакопеременном воздействии могут вызвать образование несомкнутых сквозных нормальных трещин, которые в свою очередь могут привести к разрушению конструкции под действием поперечной силы [10, 11]. Необходим критерий предельного состояния, предотвращающий возникновение таких трещин. Для его определения разработан метод расчета нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов, учитывающий особенности их напряженно-деформированного состояния и историю нагружения конструкций [12, 13].

Модели и методы. Блок-схема метода расчета представлена на рисунке 1. Рассматривалось незначительное количество полуволн нагружения, поэтому не учитывались усталостные явления. Также не учитывалась потеря устойчивости арматурных стержней от сжатия и потеря сцепления арматуры с бетоном.

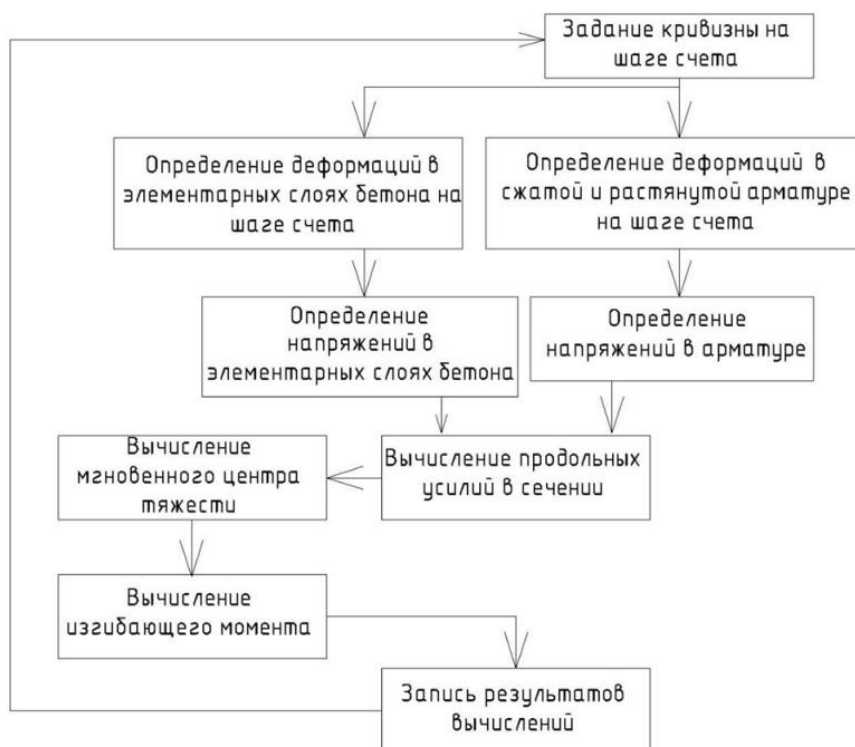


Рисунок 1 - Блок-схема расчета

Внешняя нагрузка задавалась в виде симметричного циклического изменения кривизны сечения, вызывающего пластические деформации арматуры.

Для определения деформаций сечение разбивалось по высоте на слои с равным шагом, и использовалась теория плоских сечений. На каждом шаге счета деформации бетона и арматуры выражались через их приращения за промежуток времени δt :

$$\varepsilon(y, t) = \varepsilon(y, t - \delta t) + \delta \varepsilon = \varepsilon(y, t - \delta t) + (y - y^*) \cdot \delta \chi, \quad (1)$$

где y - координата по высоте нормального сечения, а y^* - мгновенный физический центр тяжести сечения из упругого материала с переменным модулем упругости по высоте [12, 13].

$$y^* = \frac{\int_0^h E_b(y) \cdot y \cdot b \cdot dy + \sum_{j=1,k} E_{s_j} \cdot A_{s_j} \cdot y_{s_j}}{\int_0^h E_b(y) \cdot b \cdot dy + \sum_{j=1,k} E_{s_j} \cdot A_{s_j}}, \quad (2)$$

где E_b - переменный по высоте сечения касательный модуль бетона, $E_{s_j}, A_{s_j}, y_{s_j}$ - модуль упругости, площадь и координата соответствующего арматурного стержня.

Значения напряжений в бетоне и арматуре определялись на основе переменных упруго-пластических диаграмм (см. рисунок 2).

Для арматуры использовалась билинейная упруго-пластическая диаграмма Прандтля. Разгрузка происходила по прямой, параллельной начальному нагружению.

Для бетона принята параболическая диаграмма $\sigma_b - \varepsilon_b$ с нисходящим участком, ограниченным предельной деформацией, как для сжатия, так и для растяжения [14, 15]. Влияние скорости нагружения на динамические диаграммы бетона и арматуры учитывалось путем введения коэффициентов динамического упрочнения. При превышении деформациями предельного отрицательного значения происходило выключение слоя из работы сечения. Таким

образом, моделировалось раскрытие нормальной трещины. Напряжения в слое оставались равными нулю вплоть до достижения деформациями значений, соответствующих смыканию трещины. При достижении в слое бетона предельных сжимающих деформаций, напряжения также принимались равными нулю, и слой выключался из работы. Таким способом моделировалось разрушение бетона от сжатия.

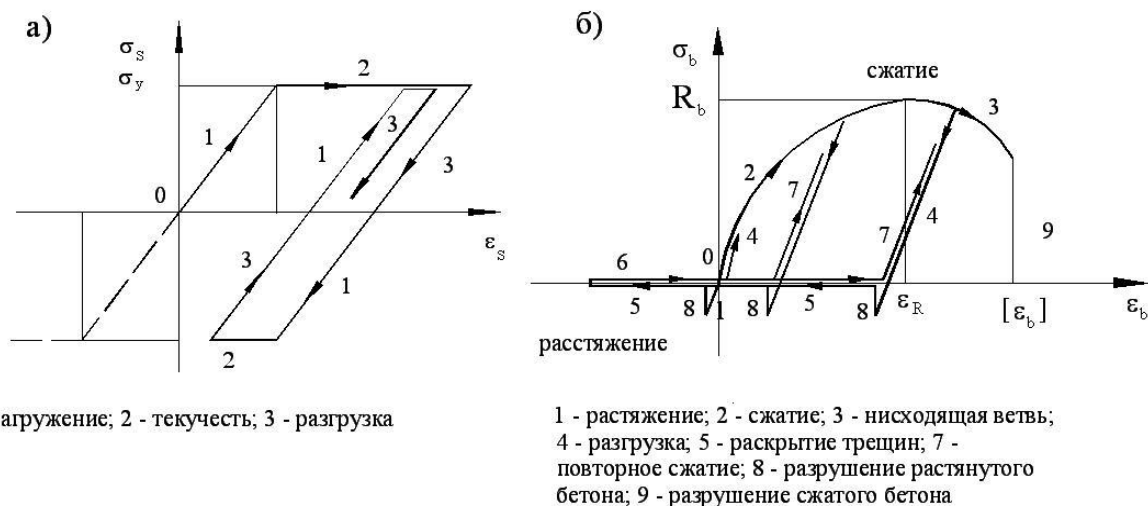


Рисунок 2 - Диаграммы « σ - ϵ »: а – арматуры, б – бетона

Разгрузка и повторное нагужение бетона, как при сжатии, так и при растяжении происходили по прямой, параллельной касательной в точке $\sigma = 0$; $\epsilon = 0$.

На каждом шаге счета определялись изгибающие моменты путем интегрирования напряжений по высоте сечения:

$$M = \int_0^h \sigma_b(y) \cdot y \cdot dy + A_s \cdot \sigma_s \cdot h_0 + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot a, \quad (3)$$

где σ_b - напряжения в бетоне, σ_s , σ_{sc} - напряжения в растянутой и сжатой арматуре, a , h_0 - расстояние от верхней грани до центра тяжести верхней и нижней арматуры.

Для определения критерия предельного состояния, предотвращающего образование сквозных трещин при малоцикловых знакопеременных воздействиях большой интенсивности, на основе данного метода разработана компьютерная программа, и проведены расчеты прямоугольных и тавровых сечений изгибаемых элементов. Варьировались геометрические размеры сечения, классы бетона и арматуры.

В процессе расчета анализировалось напряженно-деформированное состояние сечения на каждом шаге счета, и строились зависимости изгибающего момента от кривизны. Раскрытие сквозной трещины имело место при выключении из работы всех слоев бетона по высоте сечения.

Результаты исследования и их анализ. По результатам анализа напряженно-деформированного состояния сечения на каждом шаге счета, можно сделать вывод, что образование сквозной трещины происходит в первом же полцикле обратного знака после достижения максимальной кривизны. Это обусловлено тем, что из-за пластических деформаций арматуры при смене знака кривизны скорость раскрытия трещины в растянутой зоне больше, чем скорость смыкания трещины в сжатой зоне.

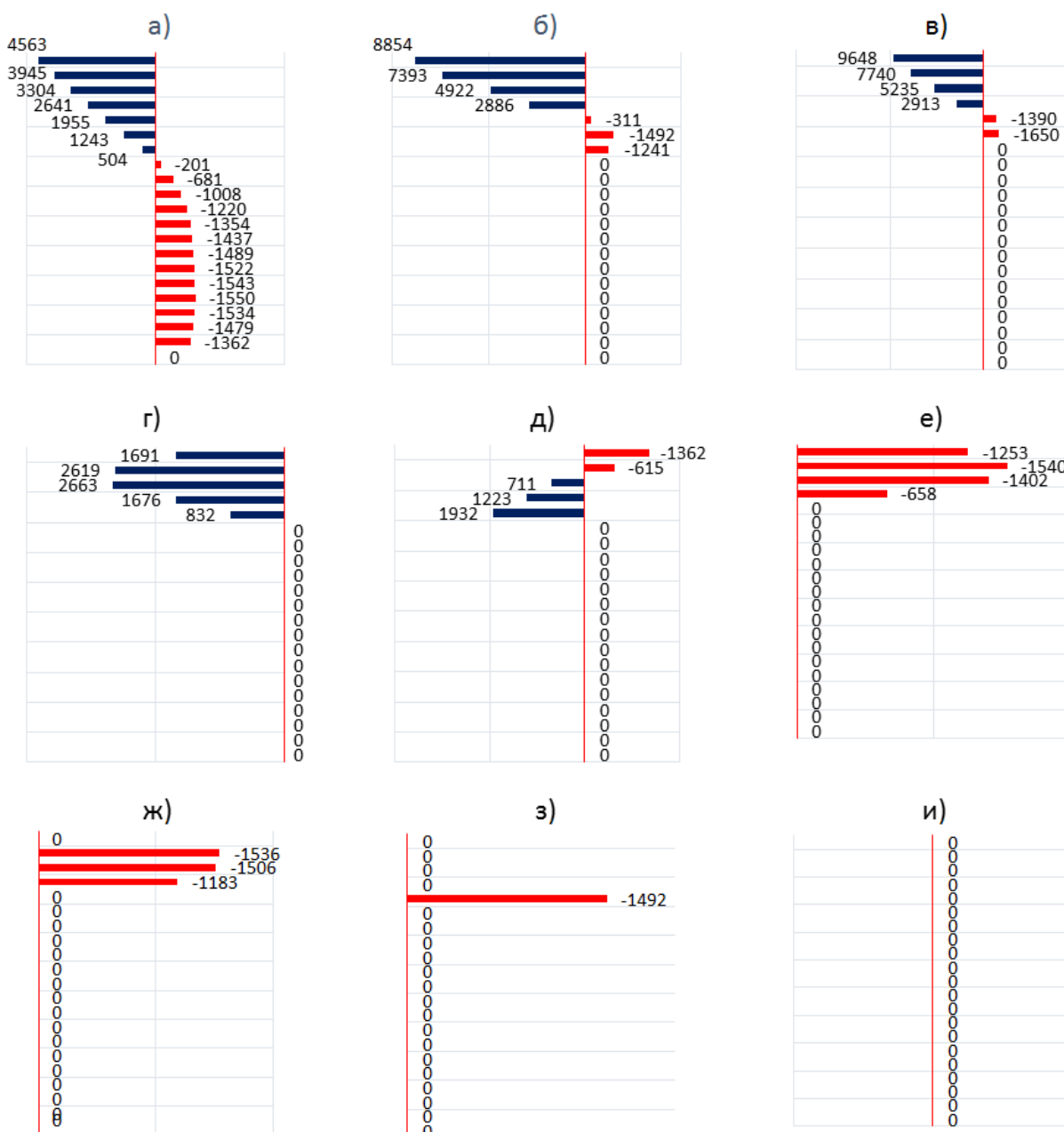


Рисунок 3 - Эпюры напряжений в бетоне (кН/м²) по высоте сечения: а) в начале раскрытия трещины б) в момент начала текучести в растянутой арматуре; в) в момент достижения максимальной кривизны (перед началом разгрузки) г-з) при разгрузке и смене знака кривизны и) образование сквозной трещины.

На рисунке 3 представлены некоторые эпюры напряжений в бетоне в процессе циклического изменения кривизны (первые два полуцикла) для прямоугольного сечения $h = 600$ мм, $b = 300$ мм. Бетон класса В25, арматура класса А500 и коэффициент армирования 1.0%. Максимальное значение коэффициента пластичности по кривизне $k_{пл}=1.49$.

По результатам расчета определялось предельное значение коэффициента пластичности по кривизне, при котором не происходило раскрытие сквозной трещины:

$$K_{пл} = \frac{\chi_{max}}{\chi_y}, \quad (4)$$

где χ_{\max} - максимальная кривизна в сечении, при которой не происходит раскрытие сквозной трещины при смене знака нагружения, χ_y - кривизна, при которой напряжения в арматуре достигают предела текучести.

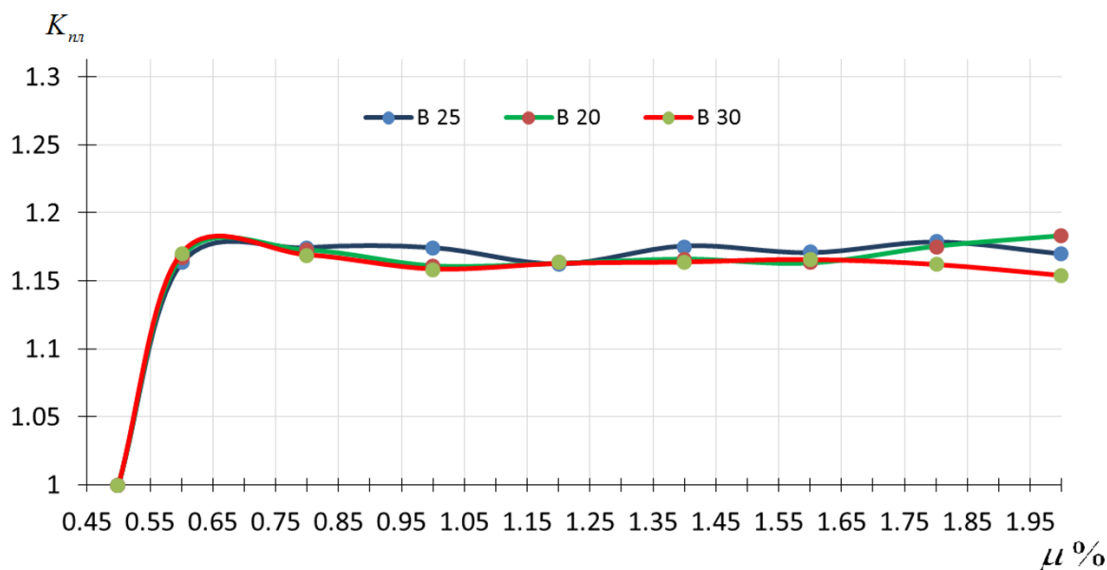


Рисунок 4 - Зависимость предельного коэффициента пластичности по кривизне от коэффициента армирования прямоугольного сечения

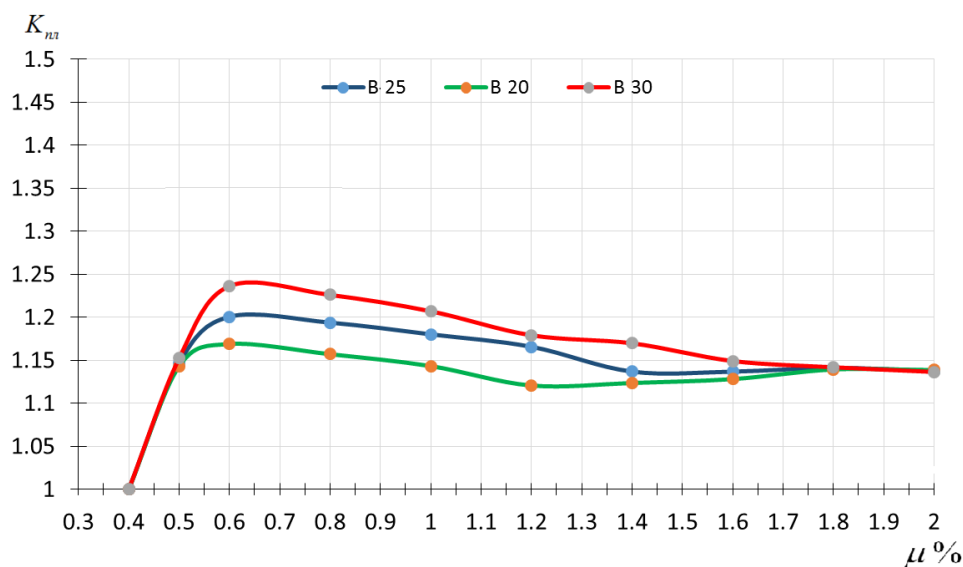


Рисунок 5 - Зависимость предельного коэффициента пластичности по кривизне от коэффициента армирования таврового сечения

На рисунке 4 представлен пример зависимости предельного коэффициента пластичности по кривизне от коэффициента армирования для прямоугольного сечения $h = 600$ мм, $b = 300$ мм, из бетона классов В20, В25 и В30, армированного симметричной продольной арматурой класса А500.

На рисунке 5 представлена аналогичная зависимость для таврового сечения $b_f = 600$ мм, $h = 600$ мм, $h_f = 200$ мм, $b = 400$ мм из бетона классов В20, В25 и В30, армированного симметричной продольной арматурой класса А500.

Как видно из графиков, при коэффициенте армирования меньше 0.5% идет резкое снижение коэффициента пластичности, соответствующего раскрытию сквозной трещины. При небольшом количестве продольной арматуры сквозные трещины образуются фактиче-

ски с началом пластической стадии. С увеличением процента армирования прямоугольного и таврового сечения кривые стабилизируются около значения коэффициента пластичности по кривизне, для арматуры класса А500 приблизительно равного 1.15.

Увеличение коэффициента армирования более 1.5% нецелесообразно, поскольку не приводит к повышению предельного коэффициента пластичности, но при этом возникает опасность хрупкого разрушения изгибаемых конструкций.

Выводы

1. В качестве критерия предельного состояния, препятствующего образованию сквозных нормальных трещин вследствие пластических деформаций арматуры при сейсмических воздействиях, можно использовать коэффициент пластичности по кривизне.
2. Построены зависимости предельного коэффициента пластичности по кривизне от коэффициента армирования сечения. При превышении предельных значений этого коэффициента происходит образование сквозных трещин. При этом сквозные трещины образуются на следующем полцикле нагружения после цикла с максимальной кривизной при смене знака нагрузки.
3. На основании полученных данных рекомендуется ограничить минимальный процент армирования конструкций и принять его равным 0.5%, чтобы избежать возникновения сквозных трещин в пластической стадии работы арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах, актуализированная редакция СНиП II-7-81*». Москва, 2014.
2. E. Kalkan and S. K. Kunnath method of modal combinations for pushover analysis of buildings // 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada, 2004 Paper No. 2713
3. Sofyan. J. Ahmed Seismic evaluation of reinforced concrete frames using pushover analysis, Al-Rafidian Engineering Journal, Vol. 21, No 3, 2013 Pp. 28-45
4. Hastemoglu H. Seismic performance evaluation of reinforced concrete frames // IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering. 2015. Vol. 12. Issue 5. Pp. 123-131
5. Кабанцев О.В., Усеинов Э.С. Шарипов Ш. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций // Вестник ТГАСУ. 2016. № 2. С. 117-126.
6. Мкртычев О. В., Джинчвелашвили Г.А. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения) : монография. Москва: МГСУ, 2012. 192 с.
7. Garnytsky V. J., Golda Ju. L. & Avdeeva S.O. Structure seismic load capacity evaluation and determination of damage on a basis of dynamic design with regard to elastoplastic deformations of concrete and reinforcement // 11th European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: Balkema, 1998.
8. Жарницкий В.И., Голда Ю.Л., Курнавина С.О. Оценка сейсмостойкости здания и повреждений его конструкций на основе динамического расчета с учетом упругопластических деформаций материалов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 1999, № 4.
9. Жарницкий В.И., Голда Ю.Л., Курнавина С.О. Развитие повреждений в железобетонной раме при сейсмических воздействиях // Материалы III Всероссийской конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – взгляд в будущее», 2014 г. М., 2014. Т 2. С. 57-67
10. Абаканов М.С. Малоцикловая прочность железобетонных конструкций каркасных зданий при действии нагрузок типа сейсмических. Алмаата: АО «КазНИИСА», 2016. 132 с.
11. Абаканов М.С. Прочность железобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях типа сейсмических // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. № 5. С. 30-34.
12. Курнавина С. О. Динамический расчет железобетонных конструкций с учетом упругопластических деформаций арматуры и бетона по сечениям, совпадающим с полем направлений трещин: диссертация кандидата технических наук: 05.23.10. – Москва, 1999. – 193 с.
13. Курнавина С.О. Циклический изгиб железобетонных конструкций с учетом упруго-пластических деформаций арматуры и бетона // Вестник МГСУ. 2011. Т 1. С. 154
14. Жарницкий В.И., Беликов А.А. Экспериментальное изучение восходящих и нисходящих участков диаграмм сопротивления бетонных и железобетонных призм // Научное обозрение. 2014. № 7. С. 93-98.
15. Жарницкий В.И. Беликов А.А. Квазистатические испытания бетонных и армированных призм с целью изучения полных диаграмм сопротивления // Материалы III Всероссийской конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – взгляд в будущее», 2014 г. М., 2014. Т 2. С. 39-48

Курнавина Софья Олеговна

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, к.т.н., доц., доц. кафедры железобетонных и каменных конструкций,
E-mail: sofyk@yandex.ru

Грачев Александр Николаевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, магистр кафедры железобетонных и каменных конструкций,
E-mail: aleksandrgrachev@gmail.com

KURNAVINA S.O., GRACHEV A.N.

CRITERION OF THROUGH CRACK FORMATION IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER CYCLIC BENDING

In design of reinforced concrete buildings for seismic loads the possibility of the elasto-plastic strains appearance is supposed. In order to evaluate the limit state of constructions and possibility of their destruction the complex of criteria is necessary. One of them is the criterion preventing the formation of through cracks in bending elements due to plastic deformations of re-inforcement. The limit value of the coefficient of plasticity by curvature of bending sections is recommended as this criterion. The method of design of normal sections of bending elements under alternating cyclic loads has been developed. On a basis of this method the dependences of limit values of coefficients of plasticity from reinforcement factor of rectangular and T-sections have been determined. On the basis of obtained results practical recommendations are given for limiting of reinforcement factor of bending elements under alternating cyclic high intensity loads.

Keywords: seismic resistance, through cracks, limit state criteria.

REFERENCES

1. Russian Building Code SP 14.13330.2014 "Stroitel'stvo v seysmicheskikh rayonakh, aktualizirovannaya redaktsiya SNiP II-7-81*" [Construction in seismic areas, updated edition of SNiP II-7-81]. Moscow, 2014. (rus)
2. E. Kalkan and S. K. Kunnath method of modal combinations for pushover analysis of buildings. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C. Canada, 2004. Paper No 2713.
3. Sofyan. J. Ahmed Seismic evaluation of reinforced concrete frames using pushover analysis. *Al-Rafidian Engineering Journal*. 2013. Vol. 21. No 3. Pp. 28-45
4. Hastemoglu H. Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Frames. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*. 2015. Vol. 12. Issue 5. Pp. 123-131.
5. Kabantsev O.V., Useinov E.S. Sharipov SH. O metodike opredeleniya koeffitsiyenta dopuska-yemykh povrezhdeniy seysmostoykikh konstruksiy [On the method of determining the coefficient of damage to seismic structures]. *Vestnik TGASU*. 2016. No 2. Pp. 117-126. (rus)
6. Mkrtychev O.V., Dzinchvelashvili G.A. Problemy ucheta nelineynostey v teorii seysmo-stoykosti (gipotezy i zabluzhdeniya) : monograph [Problems of accounting for nonlinearities in the theory of seismic stability (hypotheses and delusions): monograph]. Moscow: MGSU, 2012. 192 p. (rus)
7. Garnytsky V. J., Golda Ju. L. & Avdeeva S.O. Structure seismic load capacity evaluation and determination of damage on a basis of dynamic design with regard to elastoplastic deformations of concrete and reinforcement. 11th European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: Balkema, 1998.
8. Zharnitskiy V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Otsenka seysmostoykosti zdaniya i povrezhdeniy yego konstruksiy na osnove dinamicheskogo rascheta s uchetoм uprugoplasticheskikh deformatsiy materialov [Estimation of seismic resistance of a building and damage to its structures based on dynamic calculation taking into account elastoplastic deformations of materials]. *Seysmostoykoye stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy*. 1999. No 4. (rus)
9. Zharnitskiy V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Razvitiye povrezhdeniy v zhelezobetonnoy rame pri seysmicheskikh vozdeystviyakh [Damage development in the reinforced concrete frame under seismic effects]. Materialy III Vserossiyskoy konferentsii po betonu i zhelezobetonu "Beton i zhelezobeton – vzglyad v budushcheye" [Proceed-

ings of the III All-Russian Conference on Concrete and Ferro-tone "Concrete and Reinforced Concrete - A Look into the Future"]. Moscow, 2014. T 2. Pp. 57-67. (rus)

10. Abakanov M.S. Malotsiklovaya prochnost' zhelezobetonnykh konstruksiy karkasnykh zdaniy pri deystvii nagruzok tipa seymicheskikh [Low-cycle strength of reinforced concrete structures of frame buildings under the action of seismic loads]. Almaata: JSC "KazNIISA" Publishing, 2016. 132 p. (rus)

11. Abakanov M.S. Prochnost' zhelezobetonnykh konstruksiy pri malotsiklovykh nagruzheniyakh tipa seymicheskikh [Strength of reinforced concrete structures under low-cycle loads of the seismic type]. *Seysmostoykoye stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy*. 2013. No 5. Pp. 30-34. (rus)

12. Kurnavina S. O. Dinamicheskiy raschet zhelezobetonnykh konstruksiy s uchetom uprugopla-sticheskikh deformatsiy armatury i betona po secheniyam, sovpadayushchim s polem napravleniy treshchin: dissertatsiya kandidata tekhnicheskikh nauk: 05.23.10 [Dynamic calculation of reinforced concrete structures taking into account the elastic-plastic deformations of reinforcement and concrete over sections, which coincides with the field of directions of cracks: dissertation of the candidate of technical science: 05.23.10]. Moscow, 1999. 193 p. (rus)

13. Kurnavina S.O. Tsiklicheskiy izgib zhelezobetonnykh konstruksiy s uchetom uprugo-plasticheskikh deformatsiy armatury i betona [Cyclic bending of reinforced concrete structures taking into account the elastic-plastic deformations of reinforcement and concrete]. *Vestnik MGSU*. 2011. T 1. Pp. 154. (rus)

14. Zharnitskiy V.I., Belikov A.A. Eksperimental'noye izucheniye voskhodyashchikh i niskhodyashchikh uchastkov diagramm soprotivleniya betonnykh i zhelezobetonnykh prizm [Experimental study of ascending and descending sections of resistance diagrams of concrete and reinforced concrete prisms]. *Nauchnoye obozreniye*. 2014. No 7. Pp. 93-98. (rus)

15. Zharnitskiy V.I. Belikov A.A. Kvazistaticheskiye ispytaniya betonnykh i armirovannykh prizm s tsel'yu izucheniya polnykh diagramm soprotivleniya [Quasistatic tests of concrete and reinforced prisms to study complete resistance diagrams]. *Materialy III Vserossiyskoy konferentsii po betonu i zhelezobetonu "Beton i zhelezobeton – vzglyad v budushcheye"* [Proceedings of the III All-Russian Conference on Concrete and Reinforced Concrete "Concrete and Reinforced Concrete - A Look into the Future"]. Moscow, 2014. T 2. Pp. 39-48. (rus)

Kurnavina Sofia O.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
candidate in tech. sc., docent, docent of the dep. of reinforced concrete and masonry structures
E-mail: sofyk@yandex.ru

Grachev Alexandr N.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
undergraduate of the dep. of reinforced concrete and masonry structures
E-mail: aleksandrgrachev@gmail.com

УДК 624.012.82

ОРЛОВИЧ Р. Б., БЕСПАЛОВ В. В., СЕМЕНОВА М. Д.

О СОВМЕСТНОЙ РАБОТЕ КАМЕННЫХ АРОК И СТЕН

В работе приводится анализ совместной работы каменных арок и стен, которые оказывают разгружающее влияние на арки. Конечно-элементная модель арки Валлен-Деламота была рассчитана на действие нагрузки вышележащей кладки. Действие нагрузки учитывалось как от совмещенной конечно-элементной модели с жестким соединением арки и вышележащей кладки, так и от гравитационной нагрузки, передаваемой на арку. Построены зависимости максимальных действующих напряжений в арке от модуля упругости вышележащей кладки, отражающие поведение поврежденной кладки, утрачивающей жесткостные свойства. Показано, что при уменьшении модуля упругости до 5-10% от исходного, происходят значительные изменения в напряженно-деформированном состоянии всей конструкции. Полученные результаты демонстрируют, что при нагружении арки гравитационной нагрузкой и отсутствии ограничений вышележащей кладкой вертикальных и горизонтальных перемещений, напряженное состояние арки существенно отличается от ее состояния при моделировании всей конструкции.

Ключевые слова: каменные арки, каменные стены, расчетные модели, сжато-изгибаемые элементы, поврежденные конструкции, арка-стенка.

Введение

Каменные арки имеют более чем тысячелетнюю историю и являются важными конструктивными элементами зданий исторической застройки. Их проблема до сих пор является актуальной при оценке технического состояния, ремонтах, реконструкции и модернизации исторических зданий. Начиная от простейших форм, определяемых эмпирическим путем, наибольшее архитектурное и конструктивное совершенствование каменные арки получили в 19 веке благодаря развитию методов строительной механики [1,2]. Оптимальным являлось очертание арок, совпадающее с линией давления. Наибольшее поврежденными участками стен каменных зданий старой застройки являются зоны арочных перемычек над оконными и дверными проемами. Часто наблюдаемыми дефектами являются трещины, деградация и расслоение кладки и даже вывалы ее отдельных фрагментов, причиной которых могут быть эксплуатационный износ, перегрузки, динамические воздействия, техногенные и другие факторы [3]. Особенно неблагоприятным является деградация растворных швов, которые в зданиях старой застройки обычно выполнялись на слабых известковых либо известково-глиняных растворах. В результате нарушения сцепления между растворными швами и камнями снижается прочность кладки на растяжение и сдвиг, а также ее деформационные характеристики. Восстановление работоспособности поврежденных участков обычно осуществляется путем усиления, а также путем сборки отдельных участков из извлеченных фрагментов кладки [4]. При этом не учитываются резервы их несущей способности, обусловленные совместной работой арок с расположенными над ними участками каменной кладки. В работе [5] экспериментально установлено, что расположенные над арками слои каменной кладки участвуют в перераспределении нагрузки от их собственной массы и веса перекрытий, разгружая тем

самым арки. Эффект их совместной работы возрастает с увеличением кривизны и стрелы подъема арок, а также толщины расположенных над ними слоев кладки.

Расчет каменных арок до настоящего времени осуществляется с использованием стержневых моделей, а критерием исчерпания их несущей способности является потеря устойчивости [6,7]. При этом нагрузка на арки от перекрытий и расположенных над ними участков кладки рассматривается в виде гравитационных масс. В действительности указанные участки кладки работают во взаимодействии с арками, оказывая разгружающее влияние [8]. На рис. 1 приведены эпюры контактных сжимающих напряжений σ_y над оконными перемычками от сосредоточенной нагрузки P , которая имитирует опорное давление стропильной балки, расположенной в кладке над перемычкой [5]. Установлено, что распределение указанных напряжений существенно зависит от кривизны арочных перемычек и деформативности расположенных над ними участков каменной кладки. Участки с трещинами либо с деградированными растворными швами оказываются менее способными к перераспределению нагрузок от перекрытий на перемычки. Существует ряд разработанных расчетных моделей для таких систем, учитывающих различные случаи загрузки и механизм совместной работы арок-стенок [9-12].

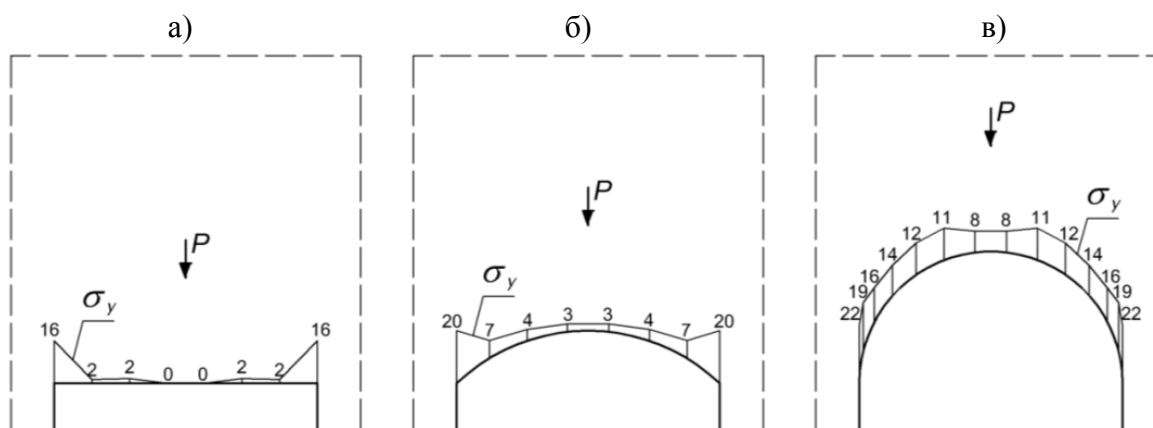


Рисунок 1 - Распределение сжимающих контактных напряжений σ_y на верхней грани прямолинейных (а) и криволинейных (б, в) каменных перемычек от действия сосредоточенной нагрузки P

Перераспределение нагрузок существенно разгружает арки и изменяет механизм их разрушения. При загрузке самостоятельно работающей арки ее разрушение происходит в результате потери статического равновесия, вызванного образованием шарниров (рис.2) [13,14]. Последние обусловлены выходом кривой давления за пределы ядра сечения, в результате чего в нем преобладают растягивающие напряжения. При совместной работе с расположенных над ними слоями кладки в них доминируют сжимающие напряжения. Учет этого обстоятельства в практических инженерных расчетах с использованием стержневых моделей трудно осуществим. Наиболее достоверные данные о совместной работе арок с кладкой стен могут быть получены экспериментальным путем, однако этот метод является трудоемким. Более точное решение задачи о напряженном состоянии конструкции можно получить с помощью плоских либо пространственных конечно-элементных расчетных моделей.

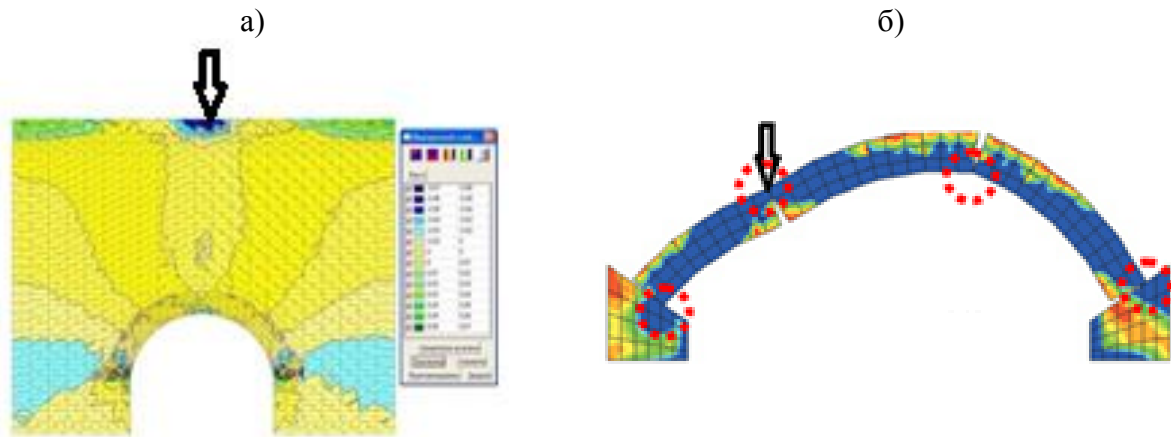


Рисунок 2 - Изополя главных растягивающих напряжений (а) и механизм разрушения самостоятельно работающих арок (б)

Модели и методы

Ниже приводятся результаты численных исследований, выполненные авторами на примере каменной арки Валлен-Деламота комплекса Новой Голландии в Санкт-Петербурге, воздвигнутой в 1770-х гг. (рис.3). Полуциркулярная арка, выполненная из известняка (подустского камня) и украшенная триглифами и изящной гирляндой, опирается на малые колонны, стоящие на берегах протока. Высота арки 23 м, ширина пролета чуть более 8 м. В качестве расчетной конечно-элементной модели была принята «арка-стенка», состоящая из непосредственно арки и вышерасположенной кладки. Учитывался случай жесткого сопряжения арки и вышерасположенной кладки и случай нагружения арки гравитационной нагрузкой кладки. Расчеты выполнялись в системе Abaqus от действия только собственного веса конструкции.

Целью численных исследований было определение зависимости максимальных напряжений в арке от модуля упругости вышележащей кладки, который изменялся от начального (на период возведения арки) до минимального значения. Уменьшение модуля упругости вышележащей кладки может быть связано с ее деградацией в процессе длительной эксплуатации, например, в результате размораживания керамических камней, деструкции известково-песчаных растворных швов [15,16]. Упругие характеристики кладки арки при этом оставались неизменными.



Рисунок 3 - Вид арки Валлен-Деламота с набережной реки Мойка в Санкт-Петербурге

Результаты исследования и их анализ

На рисунке 4 изображены траектории главных сжимающих напряжений в арке-стенке, а на рисунке 5 максимальные напряжения в арке при начальном модуле упругости кладки стены. Из их анализа следует, что во всех сечениях арки действуют только сжимающие напряжения, что благоприятно отражается на ее несущей способности.

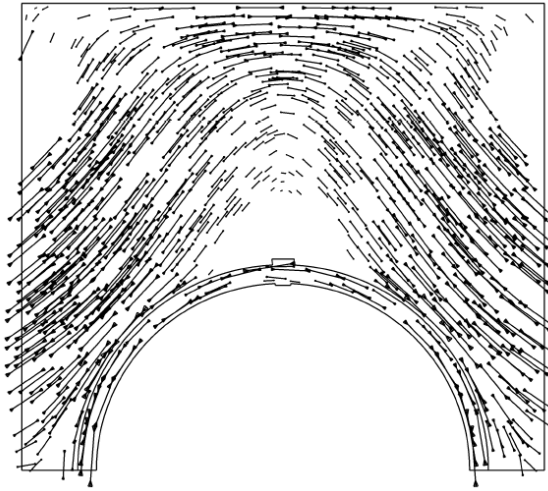


Рисунок 4 - Траектории сжимающих напряжений в арке-стенке при начальном модуле упругости кладки стены

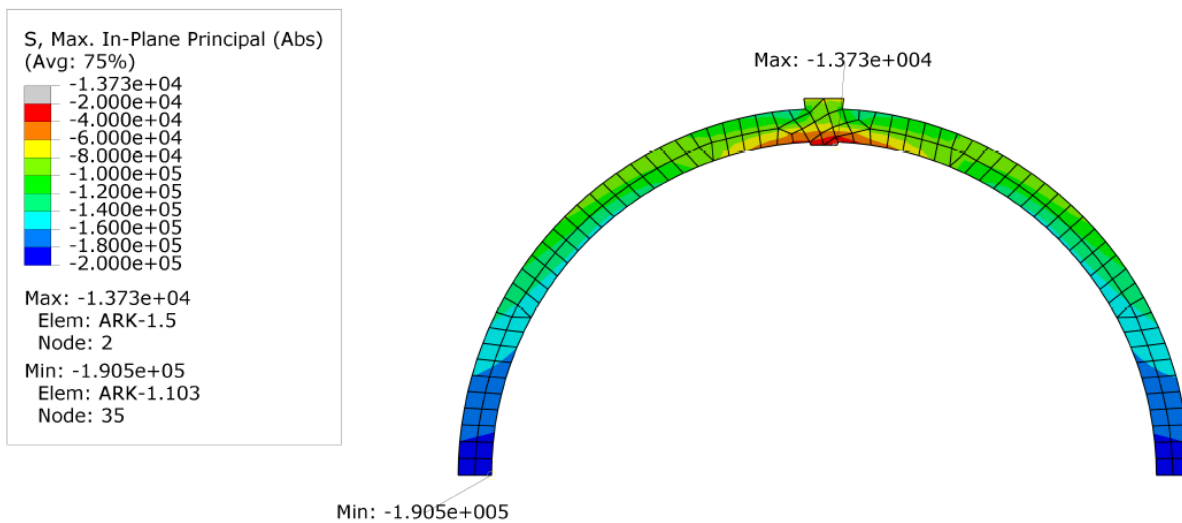


Рисунок 5 - Максимальные напряжения, действующие в арке при начальном модуле упругости кладки стены

Зависимости максимальных сжимающих и растягивающих напряжений в арке от модуля упругости вышележащей кладки представлены на рисунке 6. Максимальные растягивающие напряжения во всех случаях были сосредоточены в замковой зоне арки, а максимальные сжимающие в ее приопорных участках. При минимальном модуле упругости кладки стены, составляющем 1% от начального, кладка фактически утрачивает свои жесткостные свойства и начинает работать как пассивный балласт.

Заметно, что с уменьшением модуля упругости кладки стены напряжения перераспределяются из-за обжатия средних третей арки. При этом величина растягивающих напряжений сначала уменьшается до достижения 10% исходного модуля упругости, а затем напряжения начинают расти экспоненциально. При дальнейшем уменьшении модуля упругости до

1% от исходного напряжения перераспределяются и появляются зоны растяжения на внешней стороне арки за счет ее обжатия от поперечных деформаций вышележащей кладки.

$\sigma, 10^5 \text{ Па}$

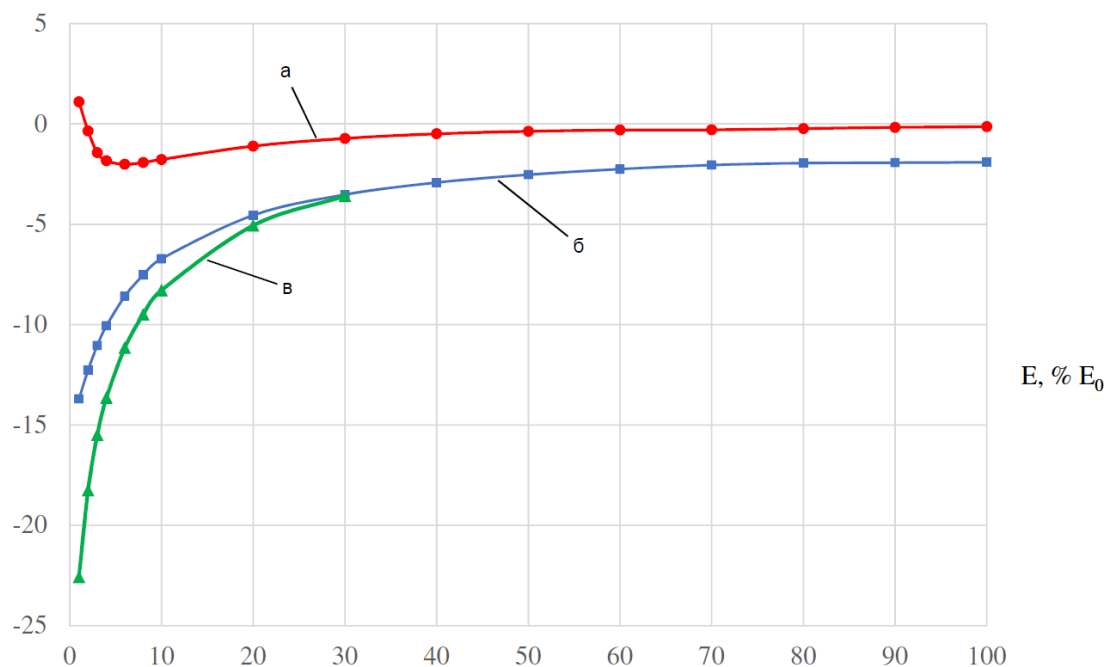


Рисунок 6 - Графики максимальных напряжений в арке в зависимости от модуля упругости кладки стены
 а) напряжения в нижней зоне замка; б) напряжения в зоне опор арки;
 в) напряжения в верхней зоне замка

На рисунке 7 представлены изополя напряжений в арке как самостоятельно работающей конструкции, нагруженной собственным весом вышележащей стены как гравитационной нагрузкой. Из их сопоставления с данными рисунка 5 следует, что отсутствие ограничительных вертикальных и горизонтальных перемещений арки вешележащей кладкой приводит к существенному изменению ее напряженного состояния.

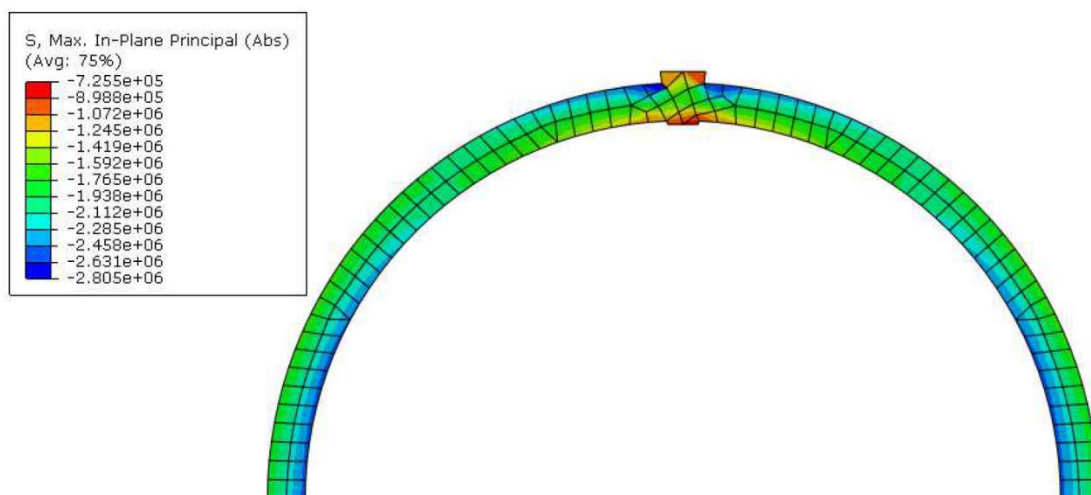


Рисунок 7 - Максимальные напряжения, действующие в арке от собственного веса вышележащей стены как гравитационной нагрузки

Заключение

В результате численных расчетов каменной арки Валлен-Деламота было определено, что при достижении порогового значения модуля упругости вышележащей кладки в 5-10% от исходного, действующие напряжения в арке начинают расти экспоненциально. Однако, при изменении модуля упругости в пределах от 100% до 10% от исходного, напряженное состояние арки существенно не изменяется, она становится более устойчивой за счет дополнительного обжатия средних третей. Таким образом, в случае повреждения «арки-стенки» несущая арка будет сохранять устойчивость.

При нагружении арки гравитационной нагрузкой с отсутствием ограничений вертикальных и горизонтальных перемещений, вызванных вышележащей кладкой, вызывает значительное изменение напряженного состояния. Это демонстрирует, что традиционная методика расчета арок недостаточно учитывает совместную работу арок-стенок и нуждается в совершенствовании.

Дальнейшие исследования планируется посвятить переносу полученной зависимости на случай пространственных сводчатых конструкций при их совместной работе с арками-стенками и другими подобными конструктивными элементами. Также остается открытым вопрос соотношения степени поврежденности конструкции с изменением ее модуля упругости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бернгард В.Р. Арки и своды. Руководство к устройству и расчету арочных и сводчатых перекрытий. Санкт-Петербург, 1901. 128 с.
2. Ahnert R., Krause K. H.: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz, Band 1,2. Berlin, 2009. 341 p.
3. Физдель И.А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения. Москва, 1987. 177 с.
4. Ucer D., Ulybin A., Zubkov S., Elias-Ozkan S.T. Analysis on the mechanical properties of historical brick masonry after machinery demolition. *Construction and Building Materials*. 2018. No. 161. Pp. 186-195.
5. Орлович Р.Б., Новак Р., Деркач В.Н. Несущая способность каменных перемычек // *Промышленное и гражданское строительство*. 2017. №7. С. 52-57.
6. Ricci E., Sacco E., Piccioni M. A method for the analysis of masonry arches. *Proceedings of 10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC*. Leuven, Belgio. 2016. Pp. 112-118.
7. Di Re P., Addessi D. Sacco E. A multiscale force-based curved beam element for masonry arches. *Computers & Structures*. 2018. No. 204. Pp. 32-37.
8. Hrynyk T., Myers J. J. Comparative study on the out-of-plane behavior of retrofitted masonry wall systems with arching action. *10th North American Masonry Conference*. 2007. Pp. 305–316.
9. Baraldi D., Cecchi A. Discrete Model for the Collapse Behavior of Unreinforced Random Masonry Walls. *Key Engineering Materials*. 2017. No. 747. Pp. 3-10.
10. Liberatore D., Addessi D. Strength domains and return algorithm for the lumped plasticity equivalent frame model of masonry structures. *Engineering Structures*. 2015. No. 91. Pp. 167-181.
11. Della Vecchia G., De Bellis M.L., Pandolfi A. A Multiscale Microstructural Model of Damage and Permeability in Fractured Solids. *Procedia Engineering*. 2016. No. 158. Pp. 21-26.
12. Sabal M., Meloni D. Comparison of seismic models for a historic masonry building. *Revista UIS Ingenierías*. 2018. Vol. 17. No. 2. Pp. 105-114.
13. Van Parys L., Noël J., D. Lamblin, Bultot E., Delehouzee L.: Fe “Block & Interaction” Approach for Computing the Impact of Tower Inclinations on the Safety of a Masonry Arch System in the Our Lady Cathedral of Tournai (BE). *Structural Analysis of Historical Constructions. Proceedings of the international conference*. Wroclaw, 2012. Pp. 550-559.
14. Bovo M., Mazzotti C., Savoia M. Structural behaviour of historical stone arches and vaults: Experimental tests and numerical analyses. *Engineering Materials*. 2014. No. 628. Pp. 43-48.
15. Raffa M.L., Lebon F., Vairo G. Normal and tangential stiffnesses of rough surfaces in contact via an imperfect interface model. *International Journal of Solids and Structures*. 2016. Vol. 87. Pp. 245-253.
16. Raffa, M.L., Lebon F., Rizzoni R. Derivation of a model of imperfect interface with finite strains and damage by asymptotic techniques: an application to masonry structures. *Meccanica*. 2018. No. 53. Pp. 1645-1660.

Орлович Роман Болеславович

Западно-Померанский технологический университет Щецина, г. Щецин, Польша,
д-р техн. наук, проф., зав. кафедры строительных конструкций,
E-mail: orlowicz@yandex.ru

Беспалов Владимир Владимирович

ФГАОУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого», г. Санкт-Петербург, Россия, аспирант кафедры «Строительство уникальных зданий и сооружений»,
E-mail: bespalov.vv@edu.spbstu.ru

Семенова Марина Денисовна

ФГАОУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого», г. Санкт-Петербург, Россия, студент кафедры «Строительство уникальных зданий и сооружений»,
E-mail: semenova.md@edu.spbstu.ru

ORLOVICH R.B., BESPALOV V.V., SEMENOVA M.D.

COMBINED ACTION OF MASONRY ARCHES AND WALLS

The paper analyzes the combined action of stone arches and walls, which exert a unloading effect on the arches. The finite-element model of the Wallen-Delamot arch was designed for the effect of the load of the overlying masonry. The load action was taken into account both from a combined finite element model with a rigid connection of the arch and overlying masonry, and from the gravitational load transferred to the arch. The dependences of the maximum acting stresses in the arch on the modulus of elasticity of the overlying masonry are constructed, reflecting the behavior of the damaged masonry, which lost rigidity properties. It is shown that when the modulus of elasticity decreases to 5-10% of the initial one, significant changes occur in the stress-strain state of the entire structure. The obtained results demonstrate that when the arch is loaded with a gravitational load and there are no restrictions on the overlying laying of vertical and horizontal displacements, the stressed state of the arch differs significantly from its state when modeling the entire structure.

Keywords: masonry arches, masonry walls, calculation models, compressed-bent elements, damaged structures, arch-wall.

REFERENCES

1. Bergnard V.R. Arki i svody. Rukovodstvo k ustroystvu i raschetu arochnykh i svodchatykh perekrytiy [Arches and vaults. Guide to the design and calculation of arched and vaulted floors]. Saint-Petersburg, 1901. 128 p. (rus)
2. Ahnert R., Krause K. H. Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960. Zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz [Typical building constructions from 1860 to 1960. For the assessment of the existing building fabric]. Band 1,2. Berlin, 2009. 341 p. (ger)
3. Fizdel I.A. Defekty v konstruktsiyakh, sooruzheniyakh i metody ikh ustraneniya [Defects in structures, structures and methods for their elimination]. Moscow, 1987. 177 p. (rus)
4. Ucer D., Ulybin A., Zubkov S., Elias-Ozkan S.T. Analysis on the mechanical properties of historical brick masonry after machinery demolition. Construction and Building Materials. 2018. No. 161. Pp. 186-195.
5. Orłowicz R., Novak R., Derkach V. Nesushchaya sposobnost kamennykh peremychek [Bearing capacity of masonry lintels]. Industrial and civil construction. 2017. No. 7. Pp. 52-57. (rus)
6. Ricci E., Sacco E., Piccioni M. A method for the analysis of masonry arches. Proceedings of 10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC. Leuven, Belgio. 2016. Pp. 112-118.
7. Di Re P., Addressi D. Sacco E. A multiscale force-based curved beam element for masonry arches. Computers & Structures. 2018. No. 204. Pp. 32-37.
8. Hrynyk T., Myers J. J. Comparative study on the out-of-plane behavior of retrofitted masonry wall systems with arching action. 10th North American Masonry Conference. 2007. Pp. 305-316.
9. Baraldi D., Cecchi A. Discrete Model for the Collapse Behavior of Unreinforced Random Masonry Walls. Key Engineering Materials. 2017. No. 747. Pp. 3-10.

10. Liberatore D., Addessi D. Strength domains and return algorithm for the lumped plasticity equivalent frame model of masonry structures. *Engineering Structures*. 2015. No. 91. Pp. 167-181.
11. Della Vecchia G., De Bellis M.L., Pandolfi A. A Multiscale Microstructural Model of Damage and Permeability in Fractured Solids. *Procedia Engineering*. 2016. No. 158. Pp. 21-26.
12. Sabal M., Meloni D. Comparison of seismic models for a historic masonry building. *Revista UIS Ingenierías*. 2018. Vol. 17. No. 2. Pp. 105-114.
13. Van Parys L., Noël J., D. Lamblin, Bultot E., Delehouzee L.: Fe “Block & Interaction” Approach for Computing the Impact of Tower Inclinations on the Safety of a Masonry Arch System in the Our Lady Cathedral of Tournai (BE). *Structural Analysis of Historical Constructions. Proceedings of the international conference*. Wroclaw, 2012. Pp. 550-559.
14. Bovo M., Mazzotti C., Savoia M. Structural behaviour of historical stone arches and vaults: Experimental tests and numerical analyses. *Engineering Materials*. 2014. No. 628. Pp. 43-48.
15. Raffa M.L., Lebon F., Vairo G. Normal and tangential stiffnesses of rough surfaces in contact via an imperfect interface model. *International Journal of Solids and Structures*. 2016. Vol. 87. Pp. 245-253.
16. Raffa, M.L., Lebon F., Rizzoni R. Derivation of a model of imperfect interface with finite strains and damage by asymptotic techniques: an application to masonry structures. *Meccanica*. 2018. No. 53. Pp. 1645-1660.

Orlowicz Roman B.

West Pomeranian University of Technology Szczecin, Szczecin, Poland,
doctor in tech. sc., prof., head of the dep. of Building Constructions,
E-mail: orlowicz@yandex.ru

Bespalov Vladimir V.

Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, St. Petersburg, Russia,
post-graduate student of the department "Construction of unique buildings and structures"
E-mail: bespalov.vv@edu.spbstu.ru

Semenova Marina D.

Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, St. Petersburg, Russia,
student of the department "Construction of unique buildings and structures"
E-mail: semenova.md@edu.spbstu.ru

УЧЕТ ВЗАИМНОЙ КОРРЕЛЯЦИИ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ В ВЕРОЯТНОСТНЫХ РАСЧЕТАХ СООРУЖЕНИЙ

Выполнены исследования корреляционных свойств геометрических характеристик сечений (ГХС) элементов конструкций. Разработана методика определения коэффициентов (индексов) корреляции ГХ сечений произвольной формы, рациональное использование которых в вероятностных расчетах сооружений позволяет упростить учет стохастической изменчивости локальной геометрии строительных конструкций. Получены отсутствующие в нормативной и технической литературе численные значения коэффициентов корреляции ГХС стандартных стальных прокатных профилей, которые вместе с коэффициентами вариации ГХС обеспечивают корректное включение в расчетные модели описаний вероятностных свойств геометрии сечений. Решениями тестовых задач показано, что при определенных комбинациях случайных расчетных параметров строительной системы корреляция ГХС существенно сказывается на результатах вероятностных расчетов и оценках надежности (вероятности отказа). Приведены рекомендации по использованию полученных данных о корреляции ГХС в практических расчетах сооружений и конструкций.

Ключевые слова: геометрические характеристики сечений, корреляция, коэффициенты (индексы) корреляции, оценка чувствительности, стальные прокатные профили.

Введение и постановка задачи

По современным требованиям к расчетам проектируемых и реконструируемых сооружений и конструкций в целях обеспечения их механической безопасности, а также к экспертным оценкам напряженно-деформированного состояния (НДС) существующих строительных систем, «...расчетные модели (в том числе расчетные схемы, предпосылки расчета) строительных конструкций... должны отражать действительные условия работы здания или сооружения...», включая «... возможные отклонения геометрических параметров от их номинальных значений» (Федеральный закон РФ от 30.12.2009 № 384-ФЗ «Технический регламент по безопасности зданий и сооружений» – ст. 15, п. 6; ст.16, п. 7), [1]. Наряду с этим ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» содержит указание о возможности «...применения вероятностно-статистических методов... учета случайной изменчивости основных параметров, соответствующих принятой расчетной схеме». Это может осуществляться либо в прямых вероятностных расчетах, необходимых для оценок надежности строительных систем, либо использованием в нормах проектирования данных, отражающих стохастические свойства основных групп расчетных параметров – с одной стороны, нагрузок и воздействий, с другой – собственных характеристик сооружения, конструкции, в том числе геометрии строительной системы, обладающих разными степенями случайной изменчивости. Так, глобальные геометрические параметры – длины пролетов, высоты, осевые размеры конструктивных элементов и т.п. – имеют коэффициенты вариации в разы и даже на порядки меньшие, чем характеристики локальной геометрии, к которым относятся размеры, задающие конфигурацию сечений, толщины тонкостенных профилей, диаметры арматуры и т.п., а также случайные эксцентриситеты, несоосности и пр. Поэтому влияние случайных несовершенств глобальной геометрии на НДС системы пренебрежимо мало в сравнении с эффектами вариативности других расчетных параметров – нагрузок и воздействий, физико-механических свойств материалов и характеристик локальной геометрии (замечание: это справедливо, если погрешности глобальных размеров не являются причиной возникновения несоосностей, эксцентриситетов и т.п. – см. [2 – 4] и

ГОСТы, представляющие «Систему обеспечения точности геометрических параметров в строительстве»).

Стохастическая природа реальных форм и размеров сечений конструктивных элементов, обусловленная многочисленными причинами технологического и эксплуатационного характера, порождает изменчивость их геометрических характеристик, причем даже для стальных прокатных профилей, геометрия которых, казалось бы, достаточно строго контролируется в процессе производства, случайные отклонения основных ГХС (размеров, площади, моментов инерции и сопротивления) от нормативных – по сортаментам – значений, как показывают расчетные оценки [5] и статистические результаты натуральных обмеров [6], достигают нескольких (и даже более десяти) процентов. Вариативность ГХС деревянных, бетонных, железобетонных и иных конструкций может быть еще больше в силу технологических особенностей изготовления, влияния изменений влажностного режима и т.п. Вследствие этого влияние случайных погрешностей ГХС на усилия, напряжения, перемещения, собственные частоты, критические силы и др. может оказываться соизмеримым с изменчивостью нагрузок, физико-механических характеристик материалов, эксцентриситетов и др., и им не следует пренебрегать. Но, в отличие от воздействий, свойств материалов, условий работы и т.п., статистическим описаниям которых посвящено достаточно большое число исследований и для которых в нормах проектирования сооружений и конструкций приведены соответствующие коэффициенты надежности, в указанных документах отсутствуют числовые характеристики, отражающие стохастическую изменчивость локальной геометрии элементов конструкций (размеров сечений), или конкретные указания по ее учету. В связи с этим очевидна необходимость разработки вероятностной методики изучения и оценки вариативности ГХС элементов конструкций, позволяющей получать практически применимые количественные данные.

В вероятностных расчетах зданий, сооружений, конструкций, элементов, выполняемых для оценки их прочности, жесткости, устойчивости, колебаний и др., являющихся частью расчетов надежности, одновременно могут фигурировать различные геометрические характеристики поперечных сечений конструктивных элементов. В общем случае некоторый параметр НДС как случайная величина \tilde{L} зависит от комплекса различных по своей сути входных параметров, в том числе ГХС:

$$\tilde{L} = L(\{\tilde{V}\}, \{\tilde{G}\}), \quad (1)$$

где $\{\tilde{V}\}$ – вектор характеристик случайных воздействий, физико-механических свойств материалов, глобальной геометрии и др.; $\{\tilde{G}\}$ – вектор ГХС.

В частности, при использовании принципа суперпозиции $\tilde{L} = \sum_{k=1}^{n_L} \tilde{L}_k$. Например, при оценке прочности некоторого стержневого элемента пространственной конструкции случайное нормальное напряжение в опасной точке расчетного поперечного сечения стержня при работе материала в упругой стадии определяется, без учета деформации, по формуле

$$\tilde{L} \equiv \tilde{\sigma}_0 = |\tilde{N}| \cdot \tilde{A}^{-1} + |\tilde{M}_z \cdot \tilde{y}_0| \cdot \tilde{I}_z^{-1} + |\tilde{M}_y \cdot \tilde{z}_0| \cdot \tilde{I}_y^{-1} \quad (2)$$

или в случае, когда опасная точка – угловая (наиболее удаленная от обеих главных центральных осей сечения z и y),

$$\tilde{L} \equiv \tilde{\sigma}_0 = |\tilde{N}| \cdot \tilde{A}^{-1} + |\tilde{M}_z| \cdot \tilde{W}_z^{-1} + |\tilde{M}_y| \cdot \tilde{W}_y^{-1}. \quad (3)$$

Здесь и далее для случайных величин и их характеристик – математических ожиданий, дисперсий, стандартов, коэффициентов вариации и др. – используются обозначения, введенные проф. А.Р. Ржаницыным [7].

В (2) и (3) одновременно присутствуют несколько ГХС (при наличии стесненного кручения тонкостенных профилей появляется необходимость учета их крутильных и секториальных характеристик), от которых могут зависеть также усилия в статически неопределимой системе. Различные ГХС требуются и для определения перемещений, критических сил/напряжений, частот собственных колебаний и т.д.

Между разными геометрическими характеристиками одного и того же сечения объективно существует статистическая связь – корреляция, количественно оцениваемая коэффициентами (в общем представлении – индексами) парной корреляции (КК, ИК). В действующих нормах проектирования строительных конструкций учет взаимной корреляции ГХС, как, впрочем, и вообще вероятностных свойств геометрии сечений, не предусмотрен.

В связи с этим актуальной является задача оценки и учета, наряду с характеристиками вариативности ГХС, рассмотренными, в частности, в [5], также показателей их корреляции.

Методика определения коэффициентов (индексов) корреляции геометрических характеристик сечений

Элементы вектора случайных ГХС $\{\tilde{G}\} = \{\tilde{G}_1 \tilde{G}_2 \dots \tilde{G}_m\} = \{\tilde{A} \tilde{W}_z \tilde{W}_y \tilde{I}_z \tilde{I}_y \dots\}$ являются функциями от параметров сечения $\{\tilde{X}\} = \{\tilde{x}_1 \dots \tilde{x}_n\}$, описывающих геометрию сечения, – высоты, ширины, толщин стенок, полок, диаметров, радиусов скруглений и т.п. При небольшом числе этих параметров ($n = 1 \dots 3$) для простых сечений (прямоугольное, круглое, кольцевое и др.) в зависимость (1) можно подставлять в явном виде выражения $\tilde{G}_j = G_j(\{\tilde{X}_{G_j}\})$, но для более сложных сечений, в частности, стальных прокатных профилей, это неудобно и трудоемко – рациональнее $\tilde{G}_1, \tilde{G}_2, \dots, \tilde{G}_m$ использовать как случайные величины с вероятностными характеристиками, предварительно вычисленными по заданным математическим ожиданиям и дисперсиям (либо стандартам, коэффициентам вариации) элементов вектора $\{\tilde{X}\}$. При одновременном учете нескольких ГХС нужно принимать во внимание стохастические связи между ними, что требует знания ковариаций $K_{G_j G_s}$ либо коэффициентов (индексов) их парной корреляции

$$r_{js} = K_{G_j G_s} / \sqrt{\hat{G}_j \cdot \hat{G}_s} \quad (4)$$

(здесь \hat{G}_j и \hat{G}_s – собственные дисперсии), сведения о которых в справочниках и технической литературе отсутствуют.

В работе [8] представлена методика определения КК (ИК) с использованием парных зависимостей между различными ГХС, обусловленных конфигурацией сечения и выраженных через его характерные размеры. Там же апробации разработанного алгоритма вычисления КК (ИК) были рассмотрены двухпараметрические профили простой формы – прямоугольное и кольцевое, а также прямоугольное сечение с круглым эксцентрично расположенным отверстием, которое моделировало фигуру с большим, чем 2 – 3, числом входных параметров. Получены аналитические выражения индексов корреляции, а также их значения для реальных соотношений параметров сечений.

В развитие этой методики, в соответствии с подходом, примененным в [9], предлагается для определения коэффициента/индекса корреляции r_{js} некоторой пары ГХС \tilde{G}_j и \tilde{G}_s

ввести в рассмотрение безразмерные случайные величины $\tilde{\gamma}_j = \tilde{G}_j / \bar{G}_j$, $\tilde{\gamma}_s = \tilde{G}_s / \bar{G}_s$ (\bar{G}_j , \bar{G}_s – математические ожидания) и их линейную комбинацию

$$\tilde{\psi} = \alpha_j \tilde{\gamma}_j + \alpha_s \tilde{\gamma}_s, \quad (5)$$

где рационально принимать $\alpha_j = \alpha_s = 1$.

Методом статистической линеаризации (МСЛ) [10], который в случае линейной зависимости (4) дает точный результат, получается выражение дисперсии $\hat{\psi}$, содержащее искомым коэффициент r_{js} :

$$\hat{\psi} = \left(\frac{\partial \psi}{\partial \gamma_j} \Big|_{\gamma_j=1} \right)^2 \hat{\gamma}_j + \left(\frac{\partial \psi}{\partial \gamma_s} \Big|_{\gamma_s=1} \right)^2 \hat{\gamma}_s + 2\sqrt{\hat{\gamma}_j \hat{\gamma}_s} \left(\frac{\partial \psi}{\partial \gamma_j} \Big|_{\gamma_j=1} \right) \left(\frac{\partial \psi}{\partial \gamma_s} \Big|_{\gamma_s=1} \right) r_{js}, \quad (6)$$

откуда, учитывая, что $\partial \psi / \partial \gamma_j |_{\gamma_j=1} = 1$ и $\partial \psi / \partial \gamma_s |_{\gamma_s=1} = 1$ при $\alpha_j = \alpha_s = 1$,

следует
$$r_{js} = \frac{\hat{\psi} - \hat{\gamma}_j - \hat{\gamma}_s}{2\sqrt{\hat{\gamma}_j \hat{\gamma}_s}}. \quad (7)$$

Дисперсии $\hat{\gamma}_j$ и $\hat{\gamma}_s$ выражаются через коэффициенты вариации A_{G_j} и A_{G_s} и математические ожидания \bar{G}_j , \bar{G}_s как $\hat{G}_j = (A_{G_j} \cdot \bar{G}_j)^2$ и $\hat{G}_s = (A_{G_s} \cdot \bar{G}_s)^2$, тогда

$$r_{js} = (\hat{\psi} - A_{G_j}^2 - A_{G_s}^2) / (2 \cdot A_{G_j} \cdot A_{G_s}). \quad (8)$$

Применяя МСЛ, связываем дисперсию $\hat{\psi}$ с параметрами $\{\tilde{X}\}$, считая последние стохастически независимыми или слабо коррелированными:

$$\hat{\psi} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial \psi}{\partial x_i} \Big|_{\{X\}=\{\bar{X}\}} A_{x_i} \bar{x}_i \right)^2, \quad (9)$$

где A_{x_1}, \dots, A_{x_n} – заранее известные коэффициенты вариации элементов вектора $\{\tilde{X}\}$.

Результат по (9) – приближенный, но при реальных значениях $A_{x_i} \sim 10^{-2}$ ($i = 1, \dots, n$) имеет приемлемую точность.

Переходя к безразмерным характеристикам $\{\tilde{\chi}\} = \{\tilde{\chi}_1 \dots \tilde{\chi}_i \dots \tilde{\chi}_n\}$ (здесь $\tilde{\chi}_i = \tilde{x}_i / \bar{x}_i$) и принимая во внимание, что $A_{x_i} = A_{\chi_i}$ и $\bar{\chi}_i = 1$, из (9) получаем

$$\hat{\psi} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial \psi}{\partial \chi_i} \Big|_{\{\chi\}=\{1\}} A_{\chi_i} \right)^2. \quad (10)$$

Подстановка (10) в (8) дает в конечном виде

$$r_{js} = (A_{G_j} A_{G_s})^{-1} \cdot \sum_{i=1}^{n_j} \sum_{k=1}^{n_s} \left(\frac{\partial \gamma_j}{\partial \chi_{ji}} \Big|_{\{\chi_j\}=\{1\}} \right) \left(\frac{\partial \gamma_s}{\partial \chi_{sk}} \Big|_{\{\chi_s\}=\{1\}} \right) A_{\chi_{ji}} A_{\chi_{sk}} r_{\chi_{ji} \chi_{sk}}, \quad (11)$$

$$\text{где } A_{G_j} = \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial \gamma_j}{\partial \chi_i} \Big|_{\{\chi\}=\{1\}} A_{x_i} \right)^2 \right]^{1/2}; \quad A_{G_s} = \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial \gamma_s}{\partial \chi_i} \Big|_{\{\chi\}=\{1\}} A_{x_i} \right)^2 \right]^{1/2}; \quad r_{x_{j_i} x_{s_k}} - \text{КК } x_{j_i}, x_{s_k}.$$

Формула (11) позволяет находить коэффициенты (индексы) корреляции геометрических характеристик любого сечения (с произвольным количеством параметров $\{\tilde{X}\}$). Заметим, что r_{js} – единый для пар размерных величин \tilde{G}_j и \tilde{G}_s , а также безразмерных $\tilde{\gamma}_j$ и $\tilde{\gamma}_s$.

Практическое значение имеет оценка корреляции ГХ сечений сложной конфигурации, в том числе стандартных профилей, применяемых в стальных конструкциях.

Коэффициенты/индексы корреляции геометрических характеристик сечений стальных прокатных профилей

Вышеизложенная методика была использована для определения коэффициентов/индексов корреляции геометрических характеристик стальных прокатных профилей – равнополочных и неравнополочных уголков, швеллеров и двутавров соответственно по ГОСТ 8509–93, ГОСТ 8510-86*, ГОСТ 8240-97 и ГОСТ 8239-89.

Количество размеров, задающих геометрию профилей, достаточно велико (от 4 для уголков до 10 для двутавра) даже при введении упрощающих предпосылок относительно параллельности поверхностей стенок швеллеров и двутавров и полок уголков, углов наклона граней полок швеллеров и двутавров, радиусов закруглений и др., несущественных для точности результатов.

Следуя алгоритму, описанному в [5], коэффициенты вариации A_X параметров $\{\tilde{X}\}$ профилей – длин и толщин полок, высоты профиля – вычислялись исходя из предельно допускаемых ГОСТами отклонений размеров сечений от номиналов, указанных в сортаментах. Моменты инерции и сопротивления рассчитывались относительно центральных осей y и z , параллельных соответственно стенкам и полкам профилей (главные оси одиночных уголков не рассматривались потому, что в элементах металлических конструкций эти профили обычно используются в составных сечениях симметричного типа).

На рисунках 1 – 3 приведены графики значений коэффициентов корреляции геометрических характеристик сечений основных типов стального проката.

Ломаными линиями показаны значения КК по результатам вычислений с данными из сортамента, а сплошными – их аппроксимации по методу наименьших квадратов.

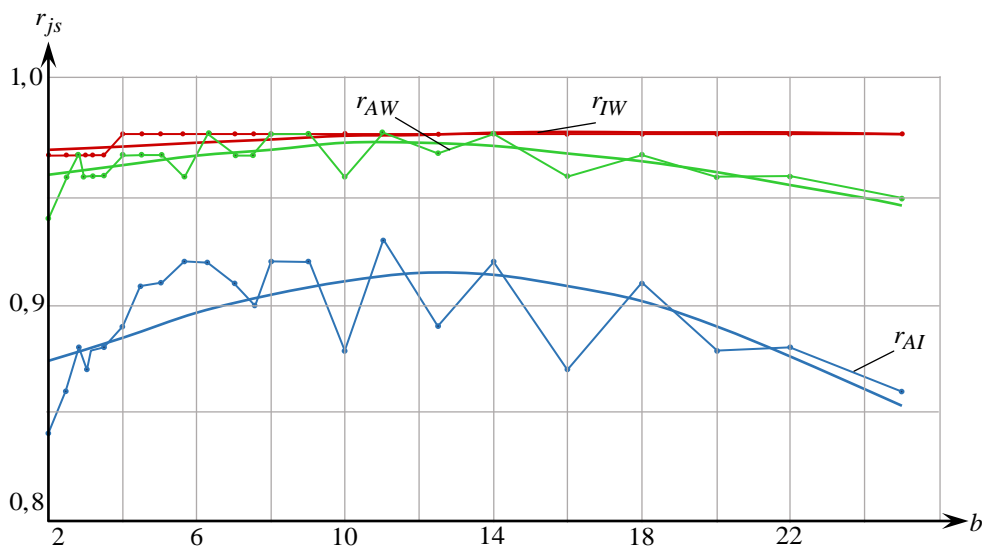


Рисунок 1 – Коэффициенты корреляции площади, моментов инерции и моментов сопротивления сечений

стальных прокатных равнополочных уголков (b – ширина полки, см)

Для неравнополочных уголков значения КК получились в достаточно узких интервалах: $r_{I_z W_y} \in [0,15; 0,24]$, $r_{I_z I_y} \in [0,20; 0,26]$, $r_{W_z W_y} \in [0,26; 0,36]$, $r_{W_z I_y} \in [0,33; 0,42]$, $r_{AI_y} \in [0,52; 0,62]$, $r_{AW_y} \in [0,53; 0,63]$, $r_{AI_z} \in [0,68; 0,77]$, $r_{AW_z} \in [0,82; 0,89]$, $r_{W_z I_z} \in [0,94; 0,96]$, $r_{W_y I_y} \in [0,97; 0,98]$.

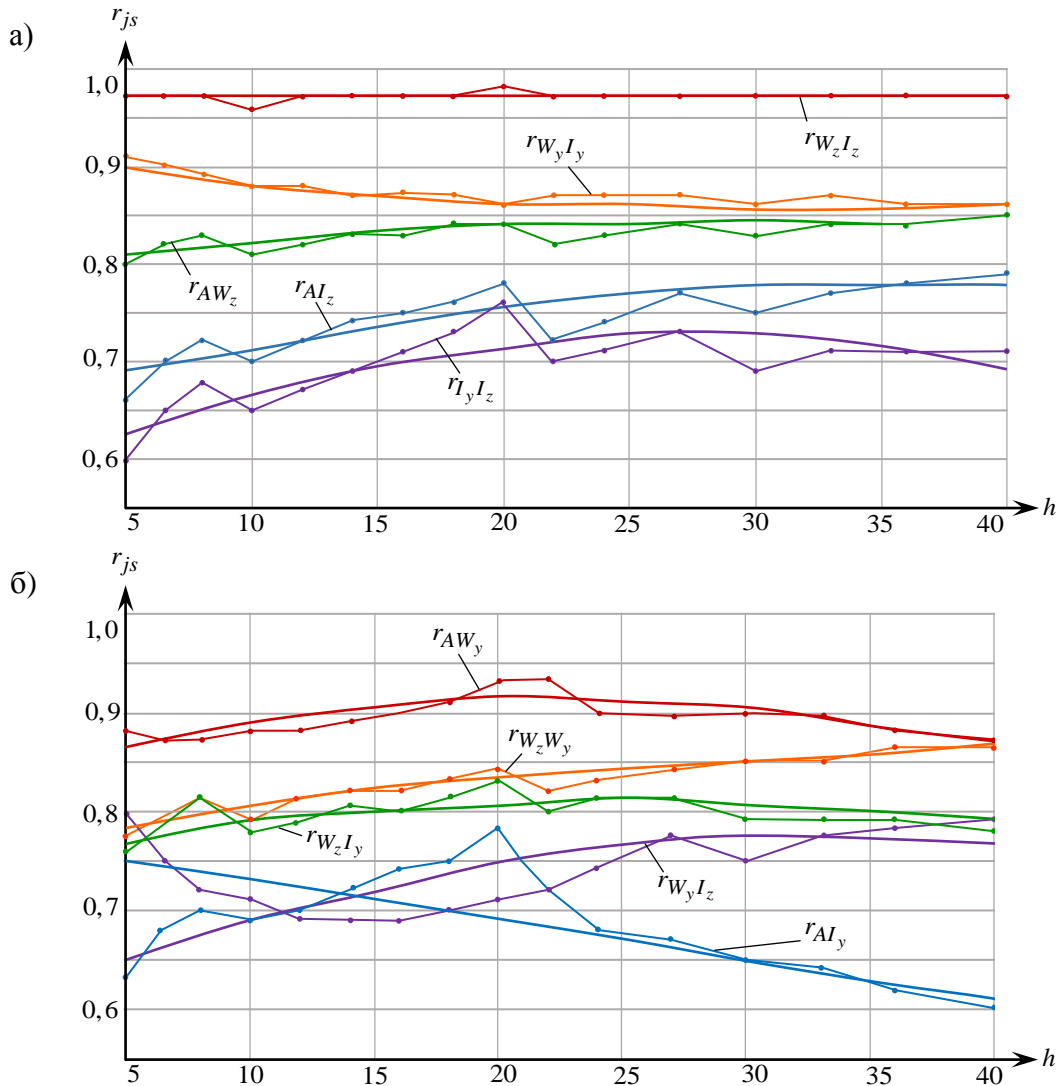


Рисунок 2 – Коэффициенты корреляции геометрических характеристик стальных прокатных швеллеров (h – высота профиля, см)

При некоторых комбинациях случайных входных параметров системы и воздействий корреляция ГХС, как будет показано ниже, может существенно сказываться на результатах вероятностных расчетов, и пренебрежение ею недопустимо.

В качестве тестового примера рассмотрим задачу по оценке влияния корреляции ГХС в определении показателей надежности по условию прочности стержневого элемента системы, испытывающего пространственный изгиб с растяжением/сжатием.

Для выявления диапазонов параметров системы, при которых пренебрежение корреляцией ГХС может приводить к значительным погрешностям при вычислении вероятности отказа, следуя А.Р. Ржаницыну [7], используем величину $\tilde{S} = \tilde{R} - \tilde{Q}$ (резерв обобщенной

прочности/работоспособности). Случайное сопротивление \tilde{R} полагаем заданным, а нагрузочный эффект \tilde{Q} (в рассматриваемой задаче – нормальное напряжение по (3)) представим в виде $\tilde{Q} = \tilde{q} \cdot \tilde{L}$, где \tilde{q} – параметр случайного воздействия (нагрузки); \tilde{L} – характеристика, учитывающая собственные параметры системы, в том числе геометрию сечений элементов:

$$\tilde{L} = \tilde{L}_1 + \tilde{L}_2 + \tilde{L}_3 = \frac{\tilde{c}_1}{\tilde{W}_z} + \frac{\tilde{c}_2}{\tilde{W}_y} + \frac{\tilde{c}_3}{\tilde{A}} . \quad (12)$$

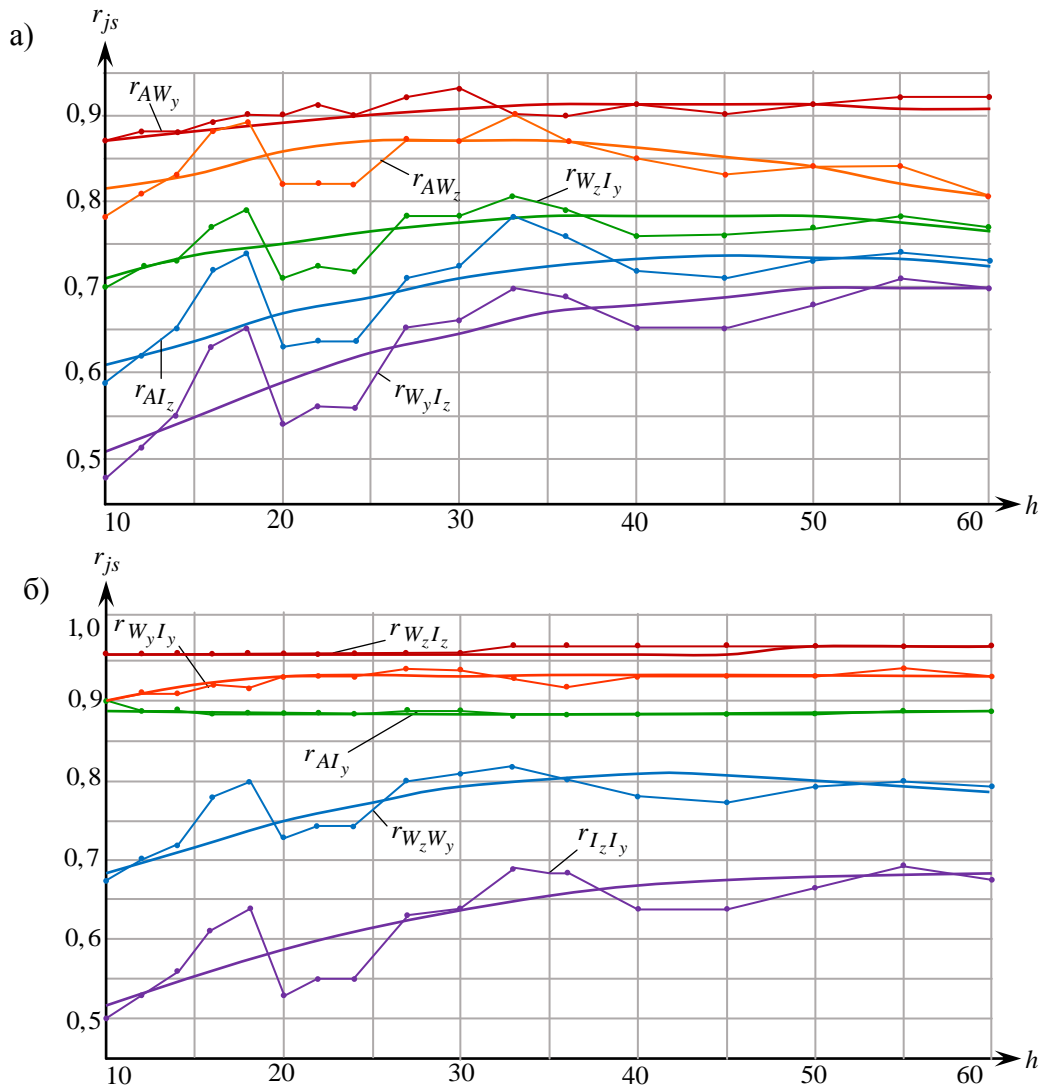


Рисунок 3 – Коэффициенты корреляции геометрических характеристик стальных прокатных двутавров (h – высота профиля, см)

В (12) величины $\tilde{c}_1, \tilde{c}_2, \tilde{c}_3$ можно считать квазидетерминированными, так как они зависят от слабо изменчивых параметров глобальной геометрии и отношений жесткостей элементов системы. Вследствие этого вариативность $\tilde{L}_1, \tilde{L}_2, \tilde{L}_3$ определяется преимущественно стохастическими свойствами ГХС ($\tilde{W}_z, \tilde{W}_y, \tilde{A}$).

В расчетах вероятности отказа P_f по условию работоспособности $\tilde{S} > 0$ используем выражение индекса надежности [10], который является аргументом функции, определяющей вероятность $P_f = f(-\beta)$, в виде

$$\beta = (1 - \xi) / \sqrt{A_R^2 + \xi^2 (A_q^2 + A_L^2)}, \quad (13)$$

где $\xi = \bar{Q} / \bar{R}$ – характеристика уровня нагруженности системы (приближения к предельному состоянию по условию $S = 0$).

Преобразовав знаменатель (13) с выделением величины

$$A_{q,R}^2 = A_R^2 + \xi^2 A_q^2, \quad (14)$$

получим

$$\beta = (1 - \xi) / \sqrt{A_{q,R}^2 + \xi^2 A_L^2} \quad (15)$$

в такой записи коэффициентами $A_{q,R}$ и A_L учитываются изменчивости двух групп расчетных параметров задачи – соответственно нагрузки в комплексе с прочностными характеристиками и отдельно – ГХС. Это позволяет оценить чувствительность вероятности отказа P_f к вариациям указанных групп случайных величин [8, 9, 11].

Учитывая возможность различных соотношений слагаемых $\tilde{L}_1, \tilde{L}_2, \tilde{L}_3$ в (12), введем весовые коэффициенты

$$a_1 = \bar{L}_1 / \bar{L}; \quad a_2 = \bar{L}_2 / \bar{L}; \quad a_3 = \bar{L}_3 / \bar{L}, \quad (16)$$

которые описывают вклады трех видов деформаций: изгиба относительно осей z и y и растяжения-сжатия, тогда в (15)

$$A_L^2 = (a_1 A_{W_z})^2 + (a_2 A_{W_y})^2 + (a_3 A_A)^2 + 2(a_1 a_2 A_{W_z} A_{W_y} r_{W_z W_y} + a_1 a_3 A_{W_z} A_A r_{W_z A} + a_3 a_2 A_A A_{W_y} r_{A W_y}). \quad (17)$$

На рисунке 4 представлены графики изменения вероятности отказа P_f в зависимости от $A_{q,R}$, полученные с использованием (15) и функции Лапласа $\Phi_0(\beta)$ для двутаврового профиля (A_L вычислялись с учетом данных рисунка 3) при $a_1 = a_2 = a_3 = 1/3$ и близких к реальным показателям нагруженности $\xi = 0,7$ и $\xi = 0,8$. Символами $[A_{q,R}]_1$ и $[A_{q,R}]_2$ обозначены области допустимых значений $A_{q,R}$, соответствующие ограничениям $P_f < 10^{-5}$ и $P_f < 0,05$ при $\xi = 0,8$. Разброс значений P_f для разных номеров профиля из сортамента при фиксированных ξ и $A_{q,R}$ – в пределах толщины линии графика.

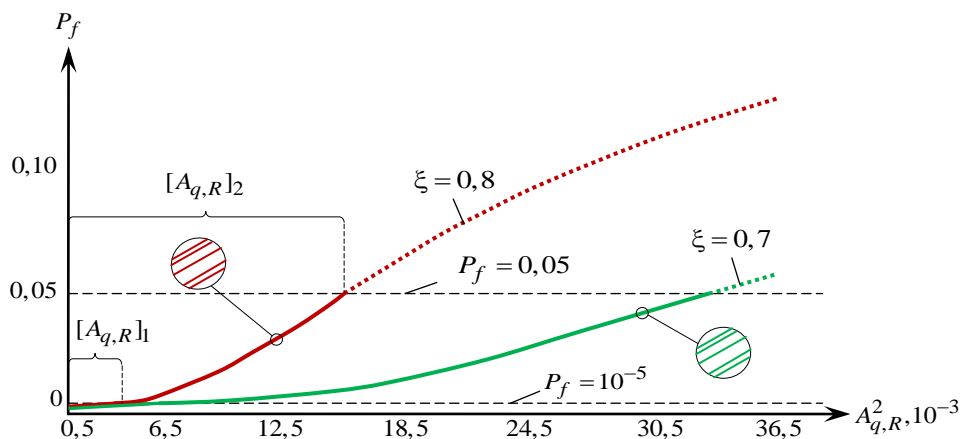


Рисунок 4 – Зависимость вероятности отказа от обобщенного коэффициента вариации нагрузки и прочностных характеристик, с учетом уровня нагруженности

Для оценки влияния корреляции ГХС на значение вероятности отказа было выполнено сопоставление результатов вычислений с учетом и без учета коэффициентов r_{js} , найденных и представленных выше. На рисунке 5 показаны графики изменения относительной (в процентах) погрешности

$$\delta_{P_f} = \left[\frac{(P_f - P_f^0)}{P_f} \right] \cdot 100\% ,$$

(здесь P_f и P_f^0 – вероятности отказа, рассчитанные соответственно с учетом корреляции ГХС и при $r_{js} = 0$) в зависимости от высоты двутавра и коэффициента вариации $A_{q,R}$, при двух разных ξ и $a_1 = a_2 = a_3 = 1/3$. Снизу поверхности ограничены уровнем $\delta_{P_f} = 2\%$. Графики показывают, что для малых профилей погрешность от неучета корреляции ГХС при вычислении вероятности отказа в некоторых случаях может достигать 20 %.

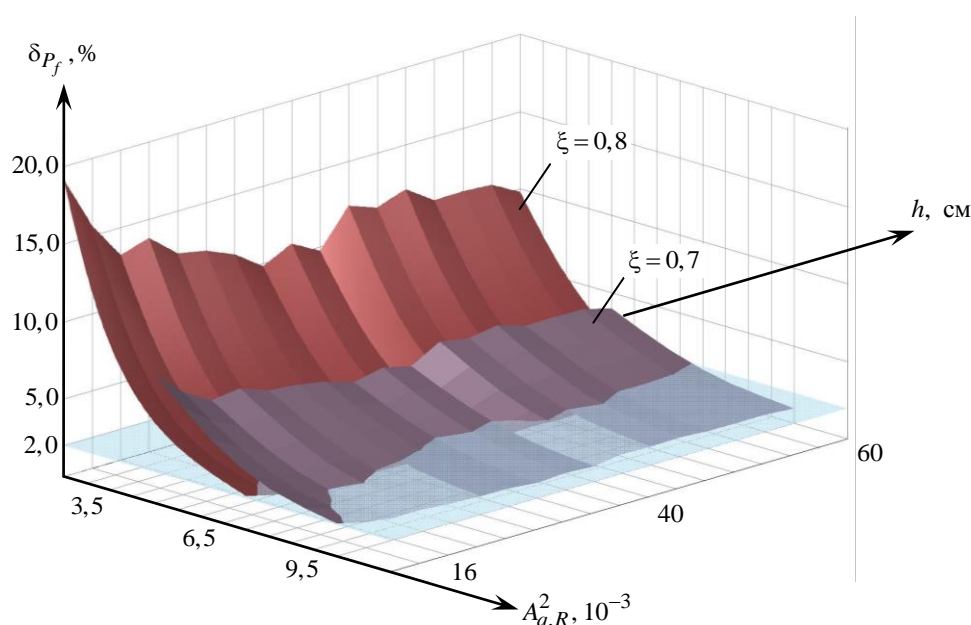
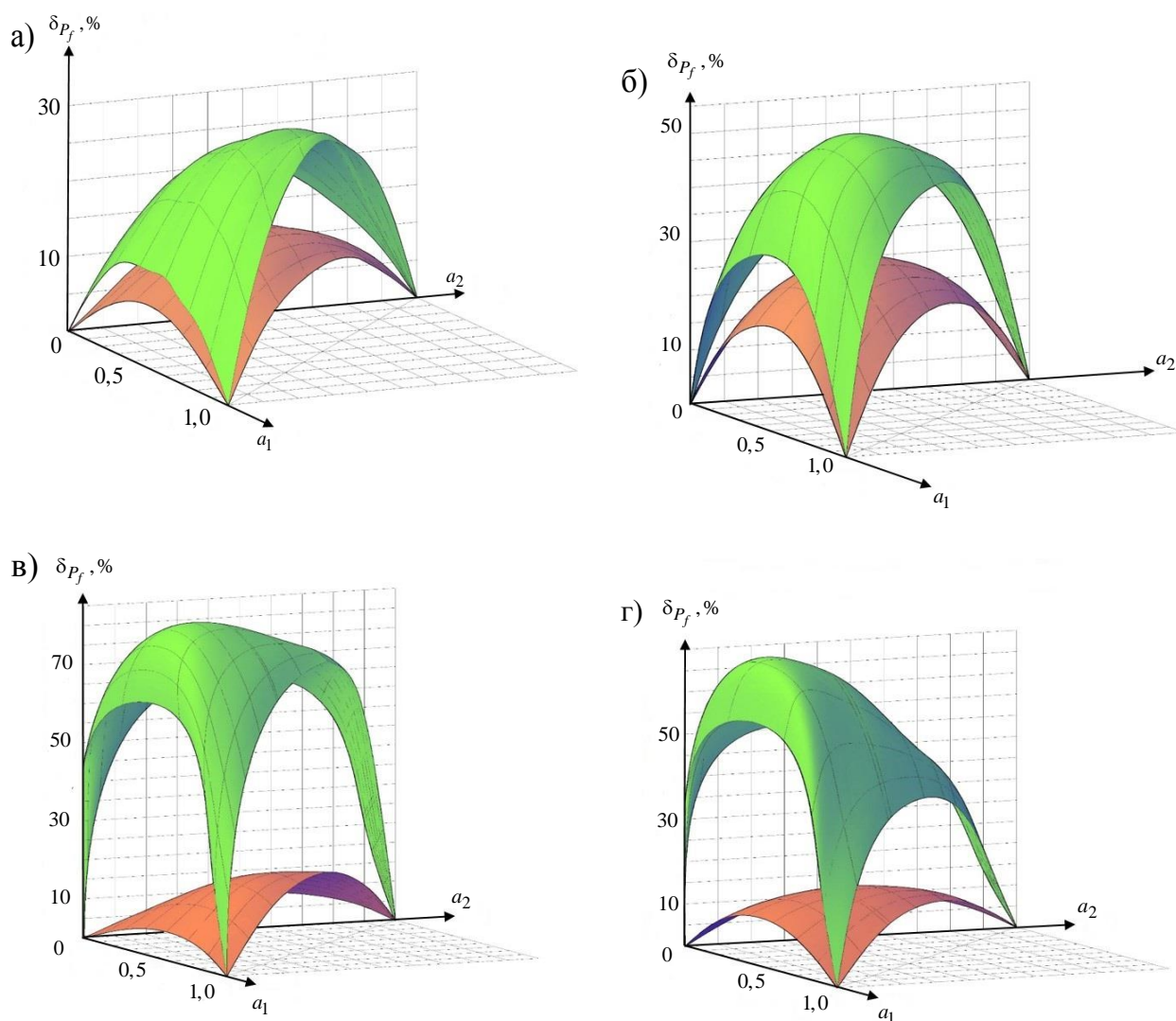


Рисунок 5 – Погрешность расчета вероятности отказа по условию прочности вследствие пренебрежения влиянием корреляции ГХС прокатного двутавра

Изучены также изменения погрешности δ_{P_f} в зависимости от комбинаций значений весовых коэффициентов – a_1 и a_2 варьировались в интервалах от 0 до 1 с вычислением a_3 из условия $a_1 + a_2 + a_3 = 1$. В рассматриваемом примере это отражает особенности корреляционных связей ГХС с различными стохастическими свойствами и их большее или меньшее влияние на изучаемый параметр НДС. Результаты представлены в виде поверхностей δ_{P_f} на рисунке 6, где для каждого вида проката (двутавров, швеллеров, равнополочных и неравнополочных уголков) на рис. 6, а – г соответственно показаны по две поверхности, из которых верхняя относится к наименьшему профилю из содержащихся в сортаменте, а нижняя – к наибольшему. Данные получены в предположении о малой изменчивости случайных величин, характеризуемых обобщенным коэффициентом $A_{q,R}$. Наиболее чувствительны к корреляции ГХС параметры НДС элементов конструкций из прокатных уголков.

Неучет коэффициентов корреляции ГХС, находящихся в диапазоне от 0,4 до 1,0 приводит к недооценке вероятности отказа, особенно значимой и даже недопустимой для малых профилей в случаях, когда коэффициент вариации A_L , относящийся в основном к ГХС, соизмерим с $A_{q,R}$. С увеличением $A_{q,R}$ погрешность вычисления вероятности отказа уменьшается.

Значения КК ГХС, находящиеся в интервале от 0,8 до 1, в практических расчетах можно заменять на 1 с незначительной погрешностью в сторону завышения оценок вариативности параметров НДС конструкций. При КК менее 0,4 корреляцией можно пренебрегать.



**Рисунок 6 – Погрешности определения вероятности отказа при неучете корреляции ГХС прокатных профилей в зависимости от весовых коэффициентов a_1, a_2, a_3 :
а – двутавр; б – швеллер; в, г – равнополочный и неравнополочный уголки**

В дополнение к рассмотрению вопросов корреляции ГХС также были проверены и актуализированы приведенные в [5] сведения по доверительным интервалам значений и коэффициентам вариации для ГХС стальных прокатных профилей; на их основании получены аппроксимированные выражения коэффициентов вариации – они даны в таблице 1, где h – высота (в см) двутавра или швеллера, длина полки уголка (для неравнополочного – большей).

Таблица 1 – Формулы для коэффициентов вариации ГХС прокатных профилей

Характеристика G	Д в у т а в р ы по ГОСТ 8239-89	Ш в е л л е р ы по ГОСТ 8240-97	Неравнополочные у г о л к и по ГОСТ 8510-86*	Равнополочные у г о л к и по ГОСТ 8509-93
A	$0,014 - 0,000053h$	$0,0172 - 0,00009h$	$0,03 - 0,0024h + (0,0079h)^2$	$0,28 / (h + 8)$
I_z	$0,008 + \frac{0,294}{h+17,5}$	$0,0229 - 0,000156h$	$0,053 - 0,0041h + (0,011h)^2$	$0,0131 + \frac{0,118}{h+1,3}$
I_y	$0,0155 + \frac{0,113}{h+2,3}$	$0,0208 + \frac{0,225}{h+13,1}$	$0,069 - 0,0049h + (0,0118h)^2$	
W_z	$0,0073 + \frac{0,32}{h+30}$	$0,0213 - 0,000167h$	$0,051 - 0,0044h + (0,0116h)^2$	$0,0088 + \frac{0,161}{h+2,4}$
W_y	$0,0126 + \frac{0,244}{h+15}$	$0,0177 + \frac{0,36}{h+20}$	$0,062 - 0,0046h + (0,0115h)^2$	
Упрощенное описание	$A_A \approx A_{W_z} = 0,0091 + \frac{0,141}{h+14}$	$A_{I_z} \approx A_{W_z} = 0,0212 - 0,00012h$	$A_{I_z} \approx A_{W_z} = 0,052 - 0,0425h + (0,0113h)^2$	$A_{I_z} \approx A_{W_z} \approx A_{I_y} \approx A_{W_y} = 0,011 + \frac{0,139}{h+1,9}$
	$A_{I_y} \approx A_{W_y} = 0,0159 + \frac{0,07}{h-1,4}$	$A_{I_y} \approx A_{W_y} = 0,0175 + \frac{0,449}{h+26}$	$A_{I_y} \approx A_{W_y} = 0,065 - 0,0047h + (0,0115h)^2$	

Коэффициенты/индексы корреляции геометрических характеристик сечений элементов конструкций в комплексе с данными по изменчивости геометрии сечений (коэффициентам вариации) позволяют более корректно учитывать стохастические свойства расчетных параметров строительных систем – как в прямых вероятностных расчетах с целью определения показателей надежности, так и для уточнения нормативных характеристик (в частности, коэффициентов надежности), отражающих возможные несовершенства расчетных схем сооружений и конструкций.

Заключение

1. Получены новые качественные и количественные данные по корреляционным свойствам геометрических характеристик сечений элементов конструкций.
2. Создана пригодная для практического применения методика вычисления коэффициентов (индексов) корреляции геометрических характеристик сечений с произвольным числом параметров, задающих конфигурацию и размеры сечения.
3. Для стандартных стальных прокатных профилей определены коэффициенты (индексы) корреляции основных ГХС (площадей, моментов инерции и сопротивления), выполнен анализ полученных результатов, сформулированы рекомендации по их использованию в проектных и поверочных вероятностных расчетах конструкций.
4. На тестовых задачах оценено влияние корреляции ГХС на показатели надежности (вероятности отказа). Установлено, что при определенных сочетаниях расчетных параметров учет корреляции дает увеличение вычисляемой вероятности отказа, которым нельзя пренебрегать.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Колчунов В.И., Андросова Н.Б. Некоторые предложения к актуализации документов нового поколения // Строительство и реконструкция. 2010. № 5. С. 36.
2. Парасонис И.И. Надежность каркасов одноэтажных производственных зданий с учетом точности геометрических параметров монтажа. Вильнюс: Техника, 1999. 392 с.
3. Конин Д.В. Статистическая оценка неточностей монтажа колонн металлических каркасов высотных зданий // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. № 6. С. 12-19.
4. Митасов В.М., Себешев В.Г., Асташенков Г.Г., Логунова М.А. К вопросу учета и уменьшения влияния начальных геометрических несовершенств при возведении многоэтажных каркасных зданий // Изв. вузов. Строительство. 2012. № 2. С. 91-97.
5. Себешев В.Г., Никифоров В.В. Вероятностные свойства геометрических характеристик прокатных профилей // Изв. вузов. Строительство. 1994. № 7-8. С. 10-16.
6. Кужава З. Статистическая оценка неправильностей реальных центрально-сжатых стальных стержней // Строительная механика и расчет сооружений. 1982. № 5. С. 61-62.
7. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.
8. Себешев В.Г., Коршунов И.С., Вычикова В.А., Русакова О.В. Учет взаимной корреляции геометрических характеристик сечений в вероятностных расчетах конструкций // Труды НГАСУ. 2016. Т. 19, № 1 (61). С. 5-19.
9. Себешев В. Г. Об оценке влияния стохастических свойств расчетных параметров на надежность систем с регуляторами напряженно-деформированного состояния // Материалы VIII Всерос. науч.-технич. конф. «Актуальные вопросы строительства». Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин). 2015. С. 3-11.
10. Ведяков И. И., Райзер В. Д. Надежность строительных конструкций. Теория и расчет: Научное издание. М.: Издательство АСВ, 2018. 414 с.
11. Hang E.J., Choi K.K., Komkov V. Design Sensitivity Analysis of Structural Systems. Mathematics in Science and Engineering. New York : Academic Press, 1986. V. 17. 426 p.

Себешев Владимир Григорьевич

ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)», г. Новосибирск, Россия
Кандидат технических наук, профессор кафедры строительной механики
E-mail: sebeshev@sibstrin.ru

Коршунов Иван Сергеевич

ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)», г. Новосибирск, Россия
Студент
E-mail: leprikon141293@gmail.com

SEBESHEV V.G., KORSHUNOV I.S.

TAKING INTO ACCOUNT THE CORRELATION OF GEOMETRICAL PROPERTIES OF STRUCTURAL ELEMENTS' CROSS SECTIONS IN THE PROBABILISTIC ANALYSIS OF BUILDINGS

The correlative properties of the geometrical characteristics of the structural elements' cross sections (GCCS) have investigated. The methodology have worked out for determining the correlation coefficients (indices) of GCCS with arbitrary shapes, rational use of which in probabilistic analysis of structures makes it possible to simplify taking into account the stochastic variability of building structures' local geometry. Numerical values have obtained for the correlation coefficients of the standard steel rolling profiles' GCCS that are missing in the normative and technical literature and which together with the GCCS coefficients of variation ensure the correct inclusion the description of the sections geometry's probabilistic properties in the design models. It was shown by solutions of test problems that for certain combinations of random design parameters of the building system, the correlation

of the GCCS significantly affects the results of probabilistic analysis and reliability (or probability of failure) estimations. The recommendations on the use of the obtained data on the correlation of GCCS in practical designs of buildings and structures are given.

Keywords: geometrical properties of cross sections, correlation, coefficients (indices) of correlation, estimation of sensitivity, steel rolling profiles.

REFERENCES

1. Kolchunov V.I., Androsova N.B. Nekotorye predlozheniya k aktualizatsii dokumentov novogo pokoleniya [Some suggestions for updating new generation documents]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2010. No 5. Pp. 36. (rus)
2. Parasonis I.I. Nadyozhnost' karkasov odnoetazhnykh proizvodstvennykh zdaniy s uchyotom tochnosti geometricheskikh parametrov montazha [Reliability of frames of single-storey industrial buildings, taking into account the accuracy of the geometric parameters of installation]. Vilnius: Tekhnika, 1999. 392 p. (rus)
3. Konin D.V. Statisticheskaya otsenka netochnostey montazha kolonn metallicheskikh karkasov vysotnykh zdaniy [Statistical evaluation of inaccuracies of installation of columns of metal frames of high-rise buildings]. *Stroitel'naya mekhanika i raschyot sooruzheniy*. 2010. No 6. Pp. 12-19. (rus)
4. Mitasov V.M., Sebeshev V.G., Astashenkov G.G., Logunova M.A. K voprosu uchyota i umen'sheniya vliyaniya nachal'nykh nesovershenstv pri vozvedenii mnogoetazhnykh karkasnykh zdaniy [To the question of accounting and reducing the influence of initial geometric imperfections in the construction of multi-storey frame buildings]. *Izv. vuzov. Stroitel'stvo*. 2012. No 2. Pp. 91-97. (rus)
5. Sebeshev V.G., Nikiforov V.V. Veroyatnostnye svoystva geometricheskikh kharakteristik prokatnykh profiley [Probabilistic properties of the geometric characteristics of rolled profiles]. *Izv. vuzov. Stroitel'stvo*. 1994. No 7-8. Pp. 10-16. (rus)
6. Kuzhava Z. Statisticheskaya otsenka nepravil'nostey real'nykh tsentral'no-szhatykh stal'nykh sterzhney [Statistical evaluation of the irregularities of real centrally compressed steel rods]. *Stroitel'naya mekhanika i raschyot sooruzheniy*. 1982. No 5. Pp. 61-62. (rus)
7. Rzhantsyn A.R. Teoriya raschyota stroitel'nykh konstruksiy na nadyozhnost' [Theory of calculation of building structures for reliability]. Moscow : Stroyizdat, 1978. 239 p. (rus)
8. Sebeshev V.G., Korshunov I.S., Vychikova V.A., Rusakova O.V. Uchyot vzaimnoy korrelyatsii geometricheskikh kharakteristik secheniy v veroyatnostnykh raschyotakh konstruksiy [Accounting for the cross-correlation of the geometric characteristics of sections in probabilistic calculations of structures]. *Trudy NGASU*. 2016. T. 19, No 1 (61). Pp. 5-19. (rus)
9. Sebeshev V.G. Ob otsenke vliyaniya stokhasticheskikh svoystv raschyotnykh parametrov na nadyozhnost' sistem s regulyatorami napryazhyonno-deformirovannogo sostoyaniya [On the evaluation of the effect of stochastic properties of design parameters on the reliability of systems with stress-strain state regulators]. *Materialy VIII Vseros. nauch.-tekhnich. konf. "Aktual'nye voprosy stroitel'stva"* [Proc. of VIII Russian Sci. and Tech. conference "Actual issues of construction"]. Novosibirsk: NGASU (Sibstrin). 2015. Pp. 3-11.
10. Vedyakov I.I., Raizer V.D. Nadyozhnost' stroitel'nykh konstruksiy. Teoriya i raschyot: Nauchnoe izdanie [Reliability of building structures. Theory and Calculation: Scientific Edition]. Moscow : Publishing ASV, 2018. 414 p.
11. Hang E.J., Choi K.K., Komkov V. Design Sensitivity Analysis of Structural Systems. *Mathematics in Science and Engineering*. New York : Academic Press, 1986. V. 17. 426 p.

Sebeshev Vladimir Grigorievich

Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Novosibirsk, Russian Federation
Candidate of Technical Sciences, Professor of the Department of Structural Mechanics
E-mail: sebeshev@sibstrin.ru

Korshunov Ivan Sergeevich

Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Novosibirsk, Russian Federation
Student
E-mail: leprikon141293@gmail.com

УДК 69.07, 691.615.5

ТРАВУШ В.И., КОНИН Д.В., РТИЩЕВА И.В.

РАСЧЕТЫ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ МНОГОСЛОЙНОГО СТЕКЛА НА ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ

Представлены результаты испытаний конструкций из многослойного термоупрочнённого стекла. Рассмотрены вопросы расчёта на центральное сжатие, изгиб, сжатие с изгибом и устойчивость многослойных стеклянных конструкций. Даны описания расчётной схемы рассматриваемых конструкций и особенностей многослойного стекла. Проведена оценка существующих методик расчёта, численного моделирования и их сравнение с результатами эксперимента. Обоснована тема исследования.

Ключевые слова: *стекло, колонна, балка, термоупрочнённое стекло, многослойное стекло, стеклянная конструкция, светопрозрачный фасад, расчёт, центральное сжатие, сжатие с изгибом, чистый изгиб.*

Введение

В последние годы при строительстве зданий практикуется использование несущих конструкций из стекла. Такие конструкции, как правило, держат светопрозрачный фасад или покрытие и более распространены за рубежом [9]. В частности, при конструировании и строительстве используются фасадные стеклянные конструкции со значительной расчетной длиной. Такой фасад с фахверковыми стеклянными стойками длиной более 16 м (рисунок 1) был исследован авторами настоящей статьи. Был выполнен комплекс испытаний конструкций из многослойного термоупрочнённого стекла. Исследовались колонны, используемые в качестве фахверковых несущих конструкций фасада, работающих как сжато-изгибаемые элементы со значительным эксцентриситетом. Одной из задач исследования являлось составление методики расчёта несущих конструкций из многослойного стекла на прочность и устойчивость. Отсутствие нормативно-технической документации по расчёту, проектированию и испытаниям несущих стеклянных конструкций и определяет необходимость составления настоящей методики.

В рамках научно-исследовательской работы были проведены испытания 18 образцов трех групп моделей из многослойного термоупрочнённого стекла прямоугольного поперечного сечения. **Первая группа моделей** («колонны»), марки К1 (рисунок 2) эквивалентна натурным колоннам по гибкости в обоих плоскостях и предназначена для испытаний центральным и внецентренным сжатием с заданным эксцентриситетом. **Вторая группа моделей** («балки»), марки Б2 (рисунок 3) предназначена для испытания на чистый изгиб. **Третья группа моделей** («призмы») (рисунок 4) предназначена для испытаний центральным сжатием и анализа работы материала составного сечения. Модели данной группы имеют состав сечения, соответствующий 1-ой группе моделей - марка К3а и натурным колоннам - марка К3б. Стёкла для всех моделей термоупрочнённые толщиной 12 мм, клеевые прослойки толщиной 0,89 мм. Экспериментальные образцы, натурные колонны и материал для них изготовлены одним производителем. При испытаниях моделей на сжатие обеспечена шарнирная работа верхней и нижней опор, исследуемый эксцентриситет, а также шарнирное опирание для балок.

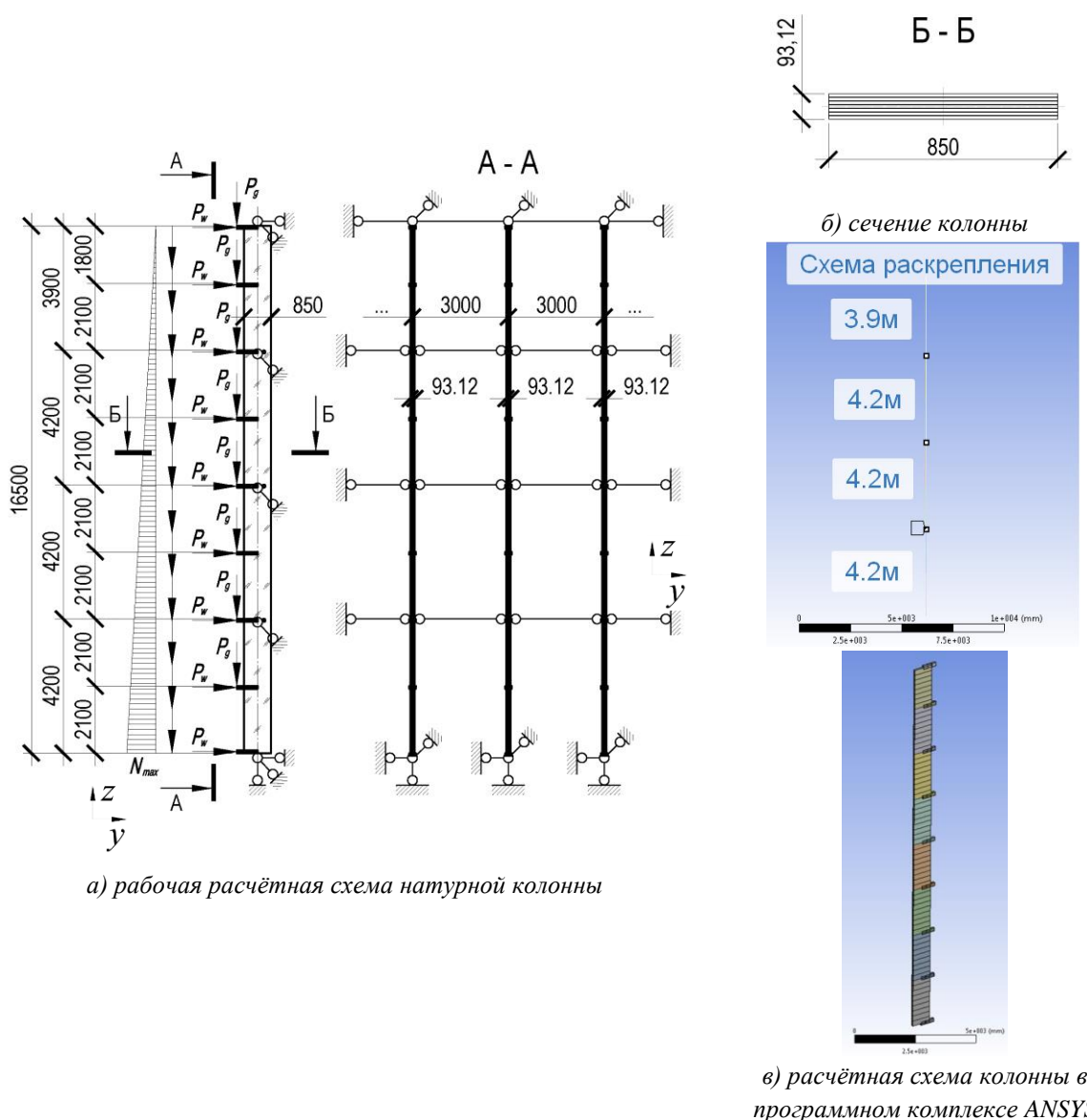


Рисунок 1 – Расчётная схема натурной колонны

В результате испытаний получены величины разрушающих нагрузок по двум признакам разрушения: появление первой трещины – начальное разрушение (I-я ступень) и полное разрушение (II-я ступень). Определены средние значения напряжений сечений образцов: для группы К1 $\sigma_{Ic} = 40$ МПа, $\sigma_{IIc} = 49$ МПа; для группы Б2 $\sigma_{Ic} = \sigma_{IIc} = 78$ МПа; для группы К3а $\sigma_{Ic} = 81$ МПа, $\sigma_{IIc} = 142$ МПа; для группы К3б $\sigma_{Ic} = 73$ МПа, $\sigma_{IIc} = 117$ МПа.

Анализ полученных результатов показал, что на работу конструкции из стекла, так же как и из других материалов, велико влияние гибкости (i/L). Полное разрушение гибких образцов-стоек при нормальном нагружении происходит после потери устойчивости, при начальном разрушении (одиночная трещина) потеря устойчивости не происходит – деформации визуально не видны, $\sigma_{Ic} < \sigma_{IIc}$ в 1,06 ... 1,5 раза. При испытании образцов коротких балок полное разрушение наступало сразу после появления первых трещин (групповые веерообразные или наклонные), деформации ничтожно малы. Для центрально-сжатых образцов «призм» малой гибкости (без возможности потери устойчивости) характерна большая разница между напряжениями начального и полного разрушения – в 1,4 ... 2.8 раза.

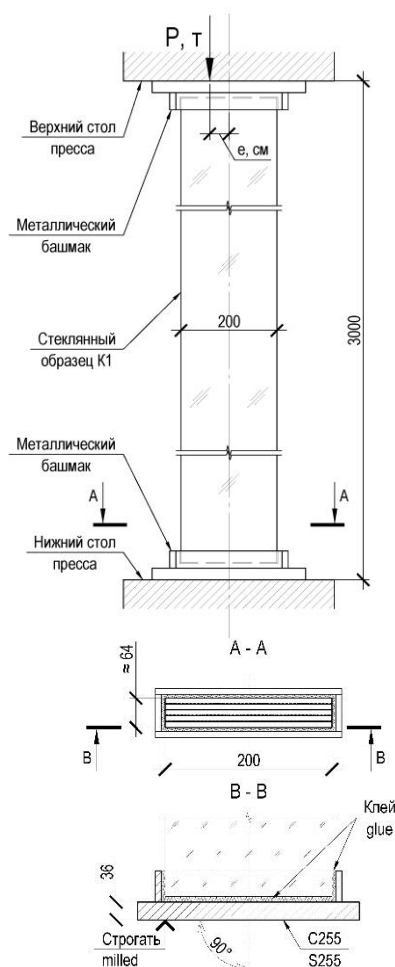


Рисунок 2 – Схема экспериментального образца 1-ой группы моделей (линейные размеры в мм)

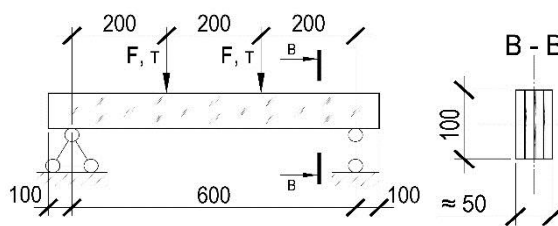


Рисунок 3 – Схема экспериментального образца 2-ой группы моделей (линейные размеры в мм)

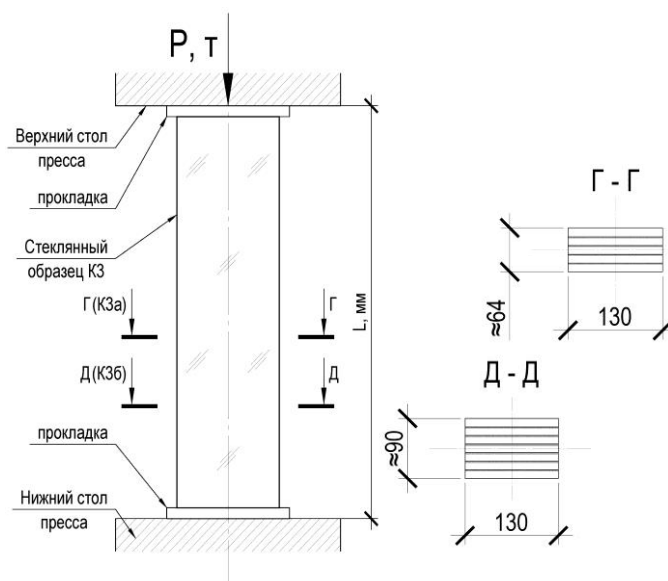


Рисунок 4 – Схема экспериментального образца 3-ей группы моделей (линейные размеры в мм)

В процессе эксперимента было определено, что работа стекла с трещинами опасна, поэтому несущая способность многослойного стекла принята по первой ступени разрушения. Максимальное рекомендуемое **расчётное** напряжение для рассматриваемых образцов из термоупрочнённого многослойного стекла составляет $R_{ag} = 29$ МПа, нормативное значение напряжения составляет не менее $R_{ag}^0 = 41$ МПа.

Стекло - изотропный материал. Для него характерна прямая пропорциональная зависимость между напряжением и укорочением (удлинением) во всем диапазоне его работы. Стекло может сохранять свои упругие свойства вплоть до разрушения [8, 11]. Но многослойное стекло имеет в своём составе материалы со значительно отличающимися характеристиками и свойствами: листовое стекло и полимерный клей. Поэтому естественно для многослойного стекла различие свойств в разных направлениях сечения одного элемента, и для расчёта несущих конструкций использовать фактический модуль упругости стекла по ГОСТ 33087-2014 $E=70$ ГПа не допустимо. Соответственно, значения модуля упругости стеклянных многослойных образцов различны для главных осей сечения и составляют: в направлении перпендикулярном слоям стекла – 30 000 МПа; вдоль слоёв стекла – 60 000 МПа. Для расчета конструкции по деформациям предлагается принимать $E_g=12\ 500$ МПа для учета возможных расслоений и незначительных начальных разрушений - эта очевидная предпосылка была подтверждена испытаниями.

Физико-механические характеристики многослойных стёкол так же определяют технология и контроль изготовления [7] – от разных производителей они имеют отличные

характеристики. Указанные выше значения действительны только для колонн-рёбер из многослойного термоупрочнённого стекла произведённого фирмой «sedak GmbH&Co.KG» с формулой изготовителя: 12mm OW TVG 0.89mm SQ Folle 12mm OW TVG 0.89mm SQ Folle 12mm OW TVG 0.89mm SQ Folle ... 12mm OW TVG (от 4-х до 7-и слоёв).

Расчёт несущих конструкций

Усилия в стеклянных конструкциях определяются по результатам пространственного расчета с использованием метода конечных элементов по деформированной схеме.

Геометрические характеристики сечения, расчетные длины, гибкости (λ) элементов из термоупрочнённого многослойного стекла определяются по общим законам теоретической и строительной механики. Геометрические характеристики определяются без учета клеевой прослойки – вместо нее учитывается зазор между стеклами соответствующего размера в пакете.

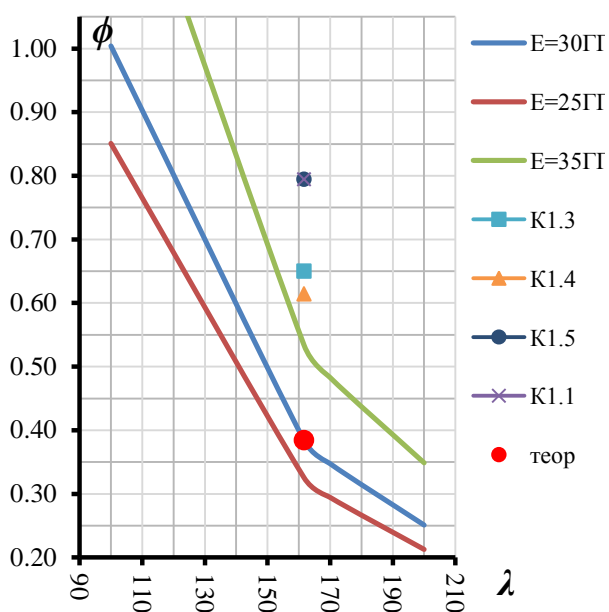


Рисунок 5 – График зависимости коэффициента продольного изгиба от гибкости для стоек из многослойного термоупрочнённого стекла

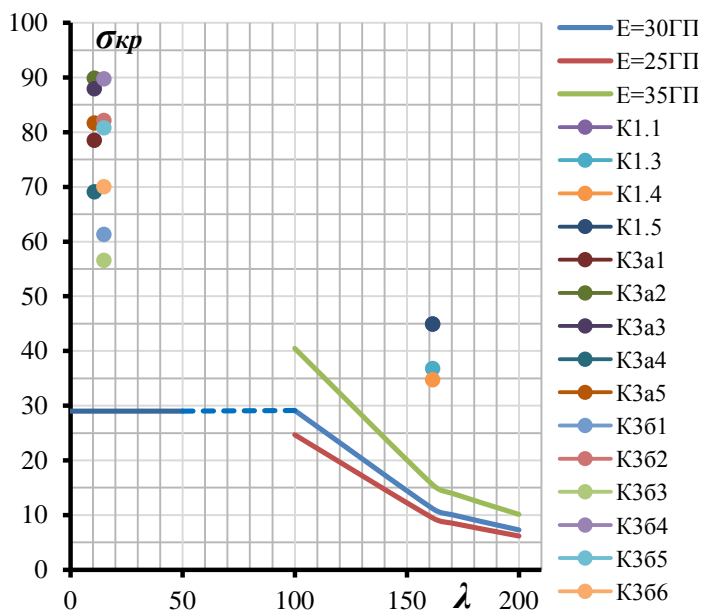


Рисунок 6 – График критических напряжений для стоек из многослойного термоупрочнённого стекла

На рисунках 5 и 6 показаны зависимости коэффициента продольного изгиба и критических напряжений от гибкости стоек. На участке малых гибкостей в диапазоне гибкостей от 0 до 50, критическое напряжение постоянно, равно расчётному напряжению $R_{ag}=29$ МПа и не зависит от гибкости стержня. При гибкости ориентировочно более 100 критическая сила, как известно, изменяется по закону Эйлера. На рисунках приведены кривые критических напряжений по Эйлеру для модуля деформации E равного 25, 30 и 35 ГПа. По результатам испытаний все центрально-сжатые стойки группы K1 разрушались при потере устойчивости из плоскости стеклянных листов. Модуль деформации для стоек из плоскости листов составляет 30 000 МПа (30 ГПа). Точечными значениями на графиках показаны критические напряжения в испытанных стойках. Гибкости испытанных стоек ($\lambda=161,6$) из плоскости практически соответствуют гибкостям из плоскости запроектированной конструкции (около $\lambda=160$, см. рисунок 1). На рисунке 6 видно, что фактически полученные критические напряжения (точечные значения при гибкости 161,6) выше получаемых расчетным способом, что идет в запас прочности. Критические

напряжения при гибкостях, отличных от представленных требуется уточнить при проведении дальнейших испытаний.

Расчет критических напряжений и коэффициента продольного изгиба

Коэффициент продольного изгиба вычисляется по формуле:

$$\varphi_g = \frac{\sigma_{кр}}{R_{ag}} \quad (1)$$

Теоретическое значение коэффициента при гибкости 161,6 и принятой прочности стекла 29 МПа составит 0,38 (красная точка на рисунке 5). Коэффициент продольного изгиба можно принять как отношение напряжения появления первой трещины к минимальному фактическому значению прочности многослойного стекла, получаемого по результатам испытаний ($\varphi_g^c = \frac{\sigma_{1c}}{R_{g,min}}$, образец К3Б3 $R_{g,min}=56.54$ МПа). Фактические значения данного коэффициента, получаемые по результатам испытаний колеблются в диапазоне 0,61...0,79 (точечные маркеры на графике рисунка 5). График коэффициента продольного изгиба при $E=30$ ГПа лежит ниже точечных значений, что говорит о правильности выбранной кривой и способа определения критических напряжений и, соответственно, коэффициента продольного изгиба.

Принятая методика расчета критических напряжений и коэффициента продольного изгиба для рассчитываемых конструкций дает запас не менее 1,6, как и отношение фактического φ к теоретическому: $0.61/0.38=1.6$. Учитывая малоизученность работы многослойного стекла в качестве материала для несущих конструкций и многослойного стекла в частности, такой значительный запас прочности оправдан.

Определение напряжений в поперечных сечениях

Для определения максимальных напряжений и расчёта элементов из многослойного термоупрочнённого стекла следует выбирать расчётные значения нагрузок при наиболее невыгодном сочетании. Определение нагрузок и их сочетаний выполняется согласно СП [3].

Напряжение, соответствующее наиболее невыгодному сочетанию нагрузок, приходящихся на элемент, вычисляется как сумма напряжений от действующих усилий, поэтому, расчет по прочности элементов из многослойного термоупрочненного стекла следует выполнять по формуле:

$$\frac{N + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}}{R_{ag}/\gamma_n} \leq 1 \quad (2)$$

где N – продольная сила, соответствующая рассматриваемому сочетанию усилий (наиболее невыгодному);

M_x, M_y – изгибающие моменты в разных плоскостях, соответствующие рассматриваемому сочетанию усилий, с учётом начального эксцентриситета приложения силы, а так же от прогиба при действии момента;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принимаемый согласно [4].

Ориентировочный расчет сжатых стержней по двум направлениям можно выполнять по формуле:

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_g A_g R_{ag}} \leq 1 \quad (3)$$

Коэффициент продольного изгиба φ_g для соответствующих осей следует определять по результатам эксперимента и по формуле (1) и, но не более 1.

Напряжения, соответствующие критической силе $\sigma_{кр}$ для стойки (колонны) из многослойного термоупрочненного стекла при гибкости $\lambda \geq 100$ следует определять по формуле для соответствующих осей:

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 E_g}{\lambda^2} \quad (4)$$

Прогибы и деформации конструкций определяются по результатам численного расчета от соответствующих нормативных нагрузок при наиболее невыгодном сочетании по СП [3] с учетом рекомендуемых значений модуля деформаций.

Сопоставление результатов испытаний с результатами расчёта

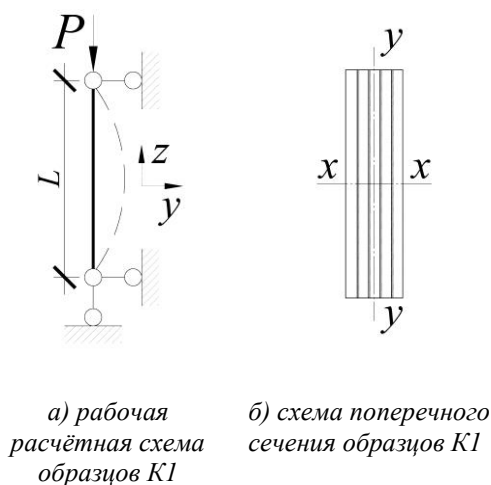


Рисунок 7 – Расчётная схема экспериментальных образцов

Сводные результаты испытаний для образцов типа К1 сведены в таблицу 1, соответственно расчётной схеме на рисунке 7.

Для сравнительного анализа использована натурная фахверковая колонна, с размерами сечения 93.12мм × 850мм. Сечение состоит из семи слоёв термоупрочнённого стекла толщиной 12 мм с клеевыми горизонтальными распорками, шарнирное, с шагом прослойками 1,52 мм, формула сечения соответствует испытываемым образцам К36, расчётная схема эквивалентна образцам К1. Максимальная высота колонны 16,5 м, раскрепление из плоскости 4,2 м. Основание и оголовок стеклянной колонны шарнирно соединены с конструкциями фундамента и покрытия. Расчетная схема колонны и её сечение – см. на рисунке 1.

Таблица 1 – Сводные результаты испытаний образцов группы К1 («колонн»)

Марка модели	Нагрузка I-ой ступени разрушения, P_I , кН	Эксцентриситет приложения нагрузки, e_y , см	Напряжение I-ой ступени разрушения, σ_I , МПа	Среднее значение напряжения, σ_b , МПа	Величина деформаций на середине высоты стойки f , соответствующая нагрузке P_I , см					
					в плоскости меньшей жёсткости, x-x			в плоскости большей жёсткости, y-y		
					f_x	относительная деформация	среднее значение, \bar{f}_x	f_y	относительная деформация	среднее значение, \bar{f}_y
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
К1.1	539,55	0	44,92	40,324	-	-	0,211	-	-	0,076
К1.2	343,35	3	54,31		0,194	1/1546		1/1421	0,024	
К1.3	441,45	0	36,75		0,44	1/682	0,184		1/1630	
К1.4	416,925	0	34,71		0,039	1/7692	0,022		1/13636	
К1.5	539,55	0	44,92		0,17	1/1765	0,074	1/4054		

При шарнирных опорах верхнего и нижнего концов стержня, с учётом раскрепления в плоскости меньшей жёсткости; равномерно распределённой горизонтальной нагрузке в плоскости большей жёсткости и равномерно возрастающей вертикальной нагрузке коэффициент продольного изгиба принят равным единице: $\mu=1,0$. Таким образом, расчётная длина в плоскости большей жёсткости сечения y-y составляет $l_{efy}= 16,5$ м, в плоскости меньшей жёсткости x-x - $l_{efx}=4,2$ м.

Наглядные результаты расчёта колонны в программном комплексе, с учётом различных модулей упругости отображены на рисунке 8: в плоскости сечения y-y $E_g= 60\ 000$ МПа, x-x - $E_g= 30\ 000$ МПа – рис. 8б, 8в, 8д; для расчёта перемещений $E_g=12\ 500$ МПа – рис. 8г.

Сопоставление результатов расчётов сведены в таблицу 2.

Таблица 2 – Сопоставление результатов эксперимента, численного моделирования и расчёта

Наименование	Минимальное значение результата эксперимента для моделей К1 ¹⁾	Среднее значение результата эксперимента для моделей К1 ¹⁾	Результат численного моделирования в программном комплексе	Результат расчёта согласно вышеизложенной методике	Разница результатов расчёта и численного моделирования, %
Максимальное численное значение напряжения, σ , МПа	34,71	40,32	12,5 ²⁾	13,5 ²⁾	8 %
Отношение результата к среднему результату эксперимента (коэффициент использования)	0,86	1,00	0,31	0,34	8 %
Отношение результата к принятому максимально возможному напряжению многослойного термоупрочненного стекла $R_{ag}=29$ МПа (коэффициент использования)	1,20	1,39	0,43	0,47	8 %
Перемещение (прогиб) по отношению к высоте образца в рабочей плоскости большей жёсткости $y-y$	$l/1630$	$l/3947$	$l/398$ ³⁾	$l/286$ ³⁾	39 %
Перемещение (прогиб) по отношению к высоте образца в плоскости меньшей жёсткости $x-x$	$l/682$	$l/1423$	$l/4200$ ²⁾	–	–

Из таблицы 1 видно, что результаты эксперимента изменяются в широких пределах: разница между максимальным и минимальным полученным напряжением σ_l в 1,565 раза, деформаций в 8 ... 11.5 раз. Первая ступень разрушения, при которой требуется замена конструкции, наступает до образования критических или видимых деформаций.

Из таблицы 2 также следует, что максимальные численные значения напряжений результатов моделирования и расчёта значительно меньше средних и минимальных результатов эксперимента (до 69%) и принятому максимально возможному напряжению (расчётному сопротивлению) стекла $R_{ag}=29$ МПа (до 57%), что позволяет утверждать о надёжности выбранной методики расчёта. Деформации по результатам расчёта в рабочей плоскости с большей жёсткостью сечения превышают значения, полученные по результатам эксперимента, а в меньшей – значительно меньше. Это связано с тем, что экспериментальные модели не имели горизонтального нагружения и потеря их устойчивости происходит в плоскости меньшей жёсткости сечения. В свою очередь, рассматриваемые натурные стеклянные стойки работают как сжато-изгибаемые, прогиб которых от горизонтальной нагрузки значительно превышает величину деформации потери устойчивости от нормальной силы, и был определён с учётом пониженного модуля упругости $E_g=12500$ МПа. Разночтения результатов численного моделирования и расчёта связаны с особенностью нагружения фахверка (рисунок 1а). С учётом всех допущений и запасов, максимальная полученная

величина прогиба не превышает существующего ограничения по ГОСТ 33087-2014, равного 1/250. Возможное увеличение микротрещин и последующее разрушение при значительных деформациях, компенсирует пониженный модуль упругости для расчёта по прогибам изгибаемых конструкций.

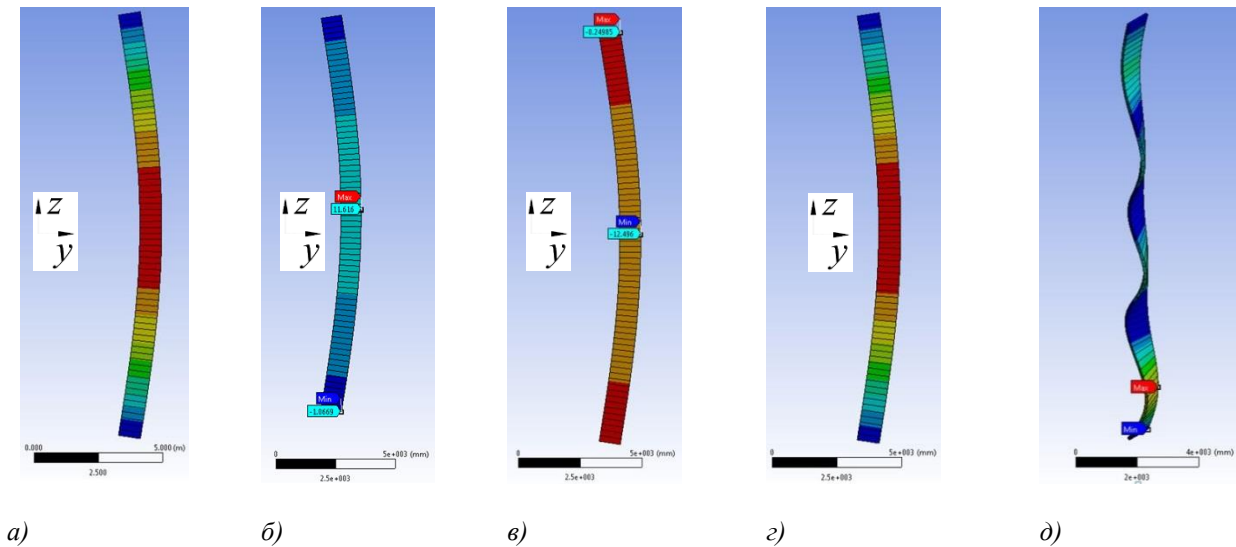


Рисунок 8 – Результатов расчёта стеклянной колонны в программном комплексе:
а) изгибающие моменты, Н×м; б) Максимальные суммарные напряжения (+), МПа;
в) минимальные суммарные напряжения (-), МПа; г) суммарные перемещения, мм;
д) форма потери устойчивости

При проектировании стеклянных конструкций следует выполнять расчет на устойчивость формы на действие расчетных постоянных, длительных и кратковременных нагрузок. Допускаемое расчётное напряжение для стекла значительно ниже границы разрушающего напряжения. Такое снижение теоретической несущей способности связано с характером нагрузки (знакопеременная) на исследуемые колонны, термическими и механическими воздействиями [7, 8], а также с возможными пороками стекла: посторонними включениями, микродефектами и неровностями, которые вызывают концентрацию напряжений и потерю прочности хрупкого материала [8, 10, 11]. Коэффициент запаса по устойчивости формы, представляющей собой отношение расчетной величины нагрузки, при которой возникает возможность потери общей устойчивости конструкции, к величине эксплуатационной нагрузки на конструкцию, должен быть не менее 1,3.

Выводы

По результатам проведённых испытаний проведён комплекс расчётов конструкций из многослойного термоупрочнённого стекла: на центральное сжатие, сжатие с изгибом и чистый изгиб. В общей сложности задействованы результаты испытаний 18 моделей.

1. Анализ результатов испытаний сжатых и сжато-изгибаемых элементов, показал, что разрушение стоек из многослойного стекла последовательное: $\sigma_{Ic} < \sigma_{IIc}$ в 1.06 ... 1.5 раза, с обильным постепенным трещинообразованием, характер их работы позволяет предупредить обрушение, при соблюдении режима эксплуатации.

2. Разрушение изгибаемых конструкций, напротив, имеет внезапный характер: $\sigma_{Ic} = \sigma_{IIc}$, что требует значительных запасов при проектировании: избегать большие пролёты, использовать сечения повышенной жёсткости, исключая значительные прогибы,

учитывая малую изученность работы стеклянных конструкций и широкий диапазон результатов прочностных показателей.

3. Анализ перемещений моделей под нормальной нагрузкой по ступеням нагружения показал отсутствие резких скачков и перепадов перемещений вплоть до разрушения. Деформации увеличиваются последовательно и плавно с увеличением диапазона после появления первой трещины.

4. По результатам испытаний и анализа составлена методика расчёта для фахверковых колонн из термоупрочнённого многослойного стекла, включающая: определение геометрических характеристик сечения, расчёт сжато-изгибаемых элементов, устойчивости и коэффициентов продольного изгиба для центрально сжатых элементов. Особенности расчетов являются: использование различных модулей упругости в направлениях главных осей сечения - вдоль слоёв сечения многослойного стекла $E_g=60$ ГПа, поперёк слоёв - $E_g=30$ ГПа, и при расчёте деформаций - $E_g=12,5$ ГПа; пониженное значение расчётного сопротивления относительно экспериментальных данных $R_{ag}=29$ МПа; низкий коэффициент продольного изгиба. Рассматриваемая методика была разработана для определённых конструкций, с конкретным составом сечения и характеристиками материала и была подтверждена результатами численного моделирования и расчёта. Данные рекомендации необходимо расширить и дополнить для более широкого применения.

5. На настоящий момент, расчёты любой несущей конструкции из стекла необходимо подтверждать экспериментальным путём, с испытанием прототипа проектируемой конструкции, а также контрольных образцов. При этом материалы и изготовители моделей и натуральных конструкций должны совпадать. Использование результатов и материалов других изготовителей может серьёзно исказить расчёт ввиду разнообразия соединительных материалов и технологий изготовления.

6. Вследствие вышеизложенного очевидна необходимость строго регламентированных правил по проектированию и расчёту стеклянных конструкций как несущих элементов, в том числе из многослойного стекла. Требуются установленные стандарты на проведение испытаний стеклянных конструкций для различных видов напряжённо-деформированного состояния, определение прочности контрольных образцов, и другие необходимые нормирующие документы.

7. Для формирования нормативной документации и разработки более точной и универсальной методики расчёта стеклянных конструкций, в том числе и из многослойного стекла, требуется проведение более масштабных испытаний.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*.
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2).
3. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85.
4. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
5. СН 481-75 Инструкция по проектированию, монтажу и эксплуатации стеклопакетов.
6. Зажигалкин А.В., Смирнов М.И., Чесноков А.Г., Кизилов С.Н. Техническое регулирование в области строительного стекла // Стандарты и качество. 2018. №10. С.18-21.
7. Зубков В.А., Кондратьева Н.В. Причины разрушения стекла // Сборник статей «Традиции и инновации в строительстве и архитектуре». Самара: Самарский государственный архитектурно-строительный университет. 2015. С.44-47.

8. Демьяненко М.А., Стратий П.В. Основы проектирования несущих конструкций из стекла // Системные технологии. 2018. № 26. С. 168-172.
9. Птухина И.С., Дроздецкая М.А., Числова М.М., Шаторная А.М. Стекло как материал несущих колонн // Инновации в науке Санкт-Петербург. 2017. №6 (67). С.74-78
10. Мельникова С.С., Панчук Н.Н. Стекланные конструкции в архитектуре // Новые идеи нового века: материалы международной научной конференции. Хабаровск: ФАД ТОГУ, 2013. Т 3. С.244-250.
11. Гогин А.Г. Несущие конструкции из стекла. Чебоксары: Издательство ООО "Центр научного сотрудничества "Интерактив плюс". 2016.
12. Дубынин Н.В., Магай А.А. Современное стекло светопрозрачных фасадов многофункциональных высотных зданий. ОАО ЦНИИЭП жилища // Вестник МГСУ Москва. 2010. №3. С. 36-42.

Владимир Ильич Травуш

ЗАО «ГОРПРОЕКТ», г. Москва, Россия,
д.т.н., профессор,
E-mail: travush@mail.ru

Денис Владимирович Конин

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (АО «НИЦ «Строительство»), г. Москва, Россия,
к.т.н.,
E-mail: konden@inbox.ru

Ирина Владимировна Ртищева

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (АО «НИЦ «Строительство»), г. Москва, Россия,
E-mail: rtischevaiv@ya.ru

TRAVUSH V. I., D. KONIN D.V., RTISHCHEVA I. V.

CALCULATIONS OF LOAD-BEARING STRUCTURES MADE OF MULTILAYERED GLASS FOR STRENGTH AND STABILITY

The results of testing of structures made of multilayer heat-strengthened glass are presented. The problems of calculation for central compression, bending, bending compression and stability of multilayer glass structures are considered. Descriptions of the design scheme of the considered structures and features of multilayer glass are given. The estimation of the existing methods of calculation, numerical modeling and their comparison with the results of the experiment. The research topic is substantiated.

***Keywords:** glass, column, beam, heat-strengthened glass, multilayered glass, glass structure, translucent facade, calculation, central compression, compression with a bend, bending.*

REFERENCES

1. Russian Building Code SP 16.13330.2017 Stal'nyye konstruksii. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp II-23-81* [Steel structures. Updated version of SNIp II-23-81*]. Moscow, 2017. (rus)
2. Russian Building Code SP SP 63.13330.2012 Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp 52-01-2003 (s Izmeneniyami N 1, 2) [Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. The updated edition of SNIp 52-01-2003 (with Amendments No. 1, 2)]. (rus)
3. Russian Building Code SP SP 20.13330.2016 Nagruzki i vozdeystviya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp 2.01.07-85 [Loads and impacts. The updated edition of SNIp 2.01.07-85]. (rus)
4. Russian National Standard GOST 27751-2014 Nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy i osnovaniy. Osnovnyye polozheniya [Reliability of building structures and bases. The main provisions]. (rus)
5. Russian Building Code SN 481-75 Instruksiya po proyektirovaniyu, montazhu i ekspluatatsii steklopaketov [Instruction for design, installation and operation of glass packages]. (rus)
6. Zazhigalkin A. V., Smirnov M. I., Chesnokov A. G., Kizilov S. N. Tekhnicheskoye regulirovaniye v ob-lasti stroitel'nogo stekla [Technical regulation in the field of building glass]. *Standards and quality*. 2018. No. 10. Pp. 18-21. (rus)

7. Zubkov V. A., Kondratiev N. V. Prichiny razrusheniya stekla [Causes of glass failure]. Sbornik statey "Traditsii i in-novatsii v stroitel'stve i arkhitekture" [Traditions and innovations in construction and architecture]. Samara: Samarskiy gosudarstvennyy arkhitekturno-stroitel'nyy universitet. 2015. Pp.44-47. (rus)

8. Demyanenko, M. A., Straty P. V. Osnovy proyektirovaniya nesushchikh konstruksiy iz stekla [Fundamentals of designing of bearing structures of glass]. *Sistemnyye tekhnologii*. 2018. No. 26. Pp. 168-172. (rus)

9. Ptukhina I. S., M. A. Drozdetskiy, M. Chislova, A. M. Saturna. Steklo kak material nesushchikh kolonn [Glass as a material of load-bearing columns]. *Innovatsii v nauke Sankt-Peterburg* [Innovations in science St. Petersburg]. 2017. No. 6 (67). Pp. 74-78. (rus)

10. Me'nikova S. S., Panchuk N. N. Steklyannyye konstruksii v arkhitekture // Novyye idei novogo ve-ka: materialy mezhdunarodnoy nauchnoy konferentsii [Glass structures in architecture // New ideas of the new century: materials of the international scientific conference]. Khabarovsk: FAD PNU, 2013. Vol. 3. Pp. 244-250. (rus)

11. Gogin A. G. Nesushchiye konstruksii iz stekla [Load-bearing structures of glass]. Cheboksary: Izdatel'stvo OOO "Tsentra nauchnogo so-trudnichestva "Interaktiv plyus". 2016. (rus)

12. Dubynin N. V., Magay A. A. Sovremennoye steklo svetoprozrachnykh fasadov mnogofunktional'-nykh vysotnykh zdaniy. OAO TSNIIEP zhilishcha [Modern glass translucent facades of multifunctional high-rise buildings. OAO tsniiep zhilishcha]. *Vestnik MGSU*. 2010. No 3. Pp. 36-42. (rus)

Travush Vladimir I.

ZAO «GORPROEKT», Moscow, Russia

doctor in tech. sc., prof., prof.

E-mail: travush@mail.ru

Konin Denis V.

TSNIISK NAMED AFTER V. A. KOUCHERENKO (JSC «Research center of construction»), Moscow, Russia, candidate in tech. sc.,

E-mail: konden@inbox.ru

Rtischeva Irina V.

TSNIISK NAMED AFTER V. A. KOUCHERENKO (JSC «Research center of construction»), Moscow, Russia,

E-mail: rtischevaiv@ya.ru

УДК 624.046.2

ШАПИРО Г.И., СМИРНОВ А.В.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ И ЧИСЛЕННОЕ ОБОСНОВАНИЕ МОДЕЛИ С ОДНОСТОРОННИМИ СВЯЗЯМИ ДЛЯ РАСЧЕТА ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ С НИЖНИМИ КАРКАСНЫМИ ЭТАЖАМИ

Рассмотрен вопрос о расчете сопряжения конструкций типовой панельной части здания с каркасными конструкциями нижних нежилых этажей. На основе проведенных теоретических и экспериментальных исследований стеновых панелей первых нежилых этажей с большими проемами разработана методика построения расчетной модели для случая каркасных конструкций первых нежилых этажей в ПК Ansys. Проведен сравнительный анализ методик построения расчетной модели фрагмента панельного здания с нижними каркасными этажами с использованием элементов односторонних связей в ПК ЛИРА САПР и нелинейных элементов в ПК Ansys. Проведен анализ особенностей работы сборных и монолитных конструкций в области их сопряжения и примыкающих к ним элементам вышележащих этажей. Указаны основные проблемы, возникающие при моделировании сопряжения рассматриваемых конструкций, и приведены общие рекомендации по их расчету.

Ключевые слова: панельное здание, каркасная система, нежилой этаж, контактный стык, метод предельного равновесия, односторонние связи, крупнопанельные конструктивные системы.

Ранее в [1] был рассмотрен расчет сопряжения конструкций типовой панельной части здания с каркасными конструкциями нижних нежилых этажей. На примере жилого дома, разработанного в АО «МНИИТЭП», была предложена методика построения расчетной модели панельного здания с нижними каркасными этажами, и проведен анализ особенностей работы стеновых и рамных конструкций в области их сопряжения – контактного стыка.

Приведенные в статье [1] результаты были получены из нелинейного расчета конструкций здания с использованием элементов односторонних связей, моделирующих работу контактного стыка. Необходимость введения данных элементов в расчетную модель здания была связана с противоречивыми результатами, полученными в ходе первоначального линейного расчета. Из-за недостаточной изгибной жесткости рамных конструкций первого этажа в расчетной модели здания произошло «зависание» ригелей рам на расположенных выше стеновых панелях второго этажа, что в результате привело к появлению значительных растягивающих напряжений в области контактного стыка. Введение элементов односторонних связей позволило корректно отразить работу контактного стыка при растяжении и определить напряженно-деформированное состояние конструкций в области стыка.

В предложенной расчетной модели здания была учтена конструктивная нелинейность контактного стыка, связанная с раскрытием (разрушением) стыка в процессе деформирования. При этом данная модель не предусматривала развитие неупругих деформаций и образование трещин в конструкциях здания. Хотя очевидно, что учет нелинейных деформаций, например, в ригеле рамы может привести к росту прогибов в последнем и, как результат, к

появлению (увеличению) зоны расслоения контактного стыка по его длине. Поэтому возникает необходимость в дальнейшем уточнении предложенной модели панельного здания с нижними каркасными этажами. Следует принять во внимание возможность нелинейного деформирования конструкций здания, а также оценить степень влияния развития неупругих деформаций на напряженно-деформированное состояние в области контактного стыка и примыкающих к нему элементов.

В 70-х годах прошлого века в Москве началось строительство крупнопанельных зданий повышенной этажности (до 25 этажей). Одновременно с этим ставилась задача использовать первые этажи жилых зданий для размещения в них нежилых помещений. В связи с этим в МНИИТЭП были разработаны конструкции первых этажей, позволяющие при той же технологии изготовления железобетонных элементов получать в первых этажах помещения, по размерам достаточные для размещения небольших предприятий для обслуживания населения, а также служебных помещений.

Конструкции первых этажей представляли собой железобетонные стеновые панели увеличенной высоты, с проемами шириной до 3 м. Типовые панели второго этажа опирались на панели первого через платформенный стык. При этом в зоне стыка и примыкающих элементах возникало сложное напряженно-деформированное состояние, оценить которое на основе имевшихся опытных данных было затруднительно.

В 1977-1979 гг. в лаборатории исследования прочности конструкций МНИИТЭП были выполнены экспериментальные и теоретические работы по определению напряженно-деформированного состояния стеновых панелей первых нежилых этажей крупнопанельных зданий [2,3]. Исследования проводились на моделях фрагментов стен в масштабе 1:2. Фрагменты состояли из стеновой панели первого этажа с большим проемом, элементов перекрытия и стеновой панели второго этажа (рисунок 1). Основной задачей исследований было выяснение механизма разрушения данных конструкций.

В ходе экспериментальных работ было проведено испытание 14 фрагментов стен, имеющих различное армирование перемычек стеновых панелей первого этажа и расположение проемов на втором этаже. Результаты испытаний показали, что характерными механизмами разрушения данных конструкций являлись те, в которых происходило либо совместное разрушение перемычки над большим проемом и платформенного стыка над простенками нижней панели, либо разрушение только платформенного стыка (рисунок 2, а,б).

Одновременно с испытаниями несущую способность фрагментов стен определяли также теоретически: методом предельного равновесия в кинематической формулировке. Анализ конструкций данным методом оказался удобным, поскольку наличие швов и перемычек определяло механизм разрушения конструкций. Все предполагаемые механизмы образовывались в результате возникновения пластических деформаций в перемычках и швах и вычислялись с точностью до нескольких параметров, полученных в ходе испытаний. Предельные условия (условия равновесия) по линиям пластических деформаций определялись с использованием действовавших нормативных документов. Метод предельного равновесия позволял оценить "вклад" каждого конструктивного элемента в общую прочность конструкции, что давало возможность оптимизации конструкций.

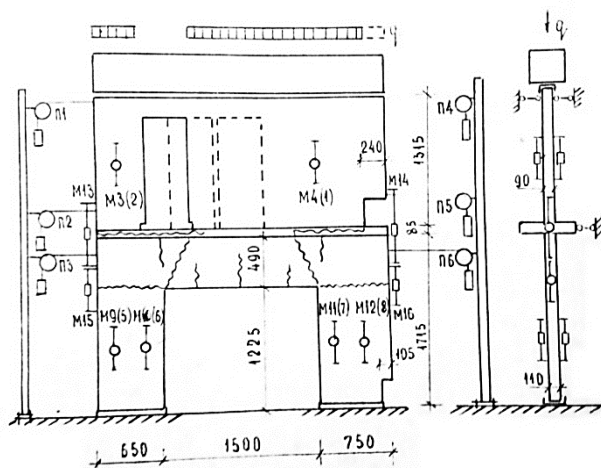


Рисунок 1 – Схема испытания стеновых панелей первых этажей

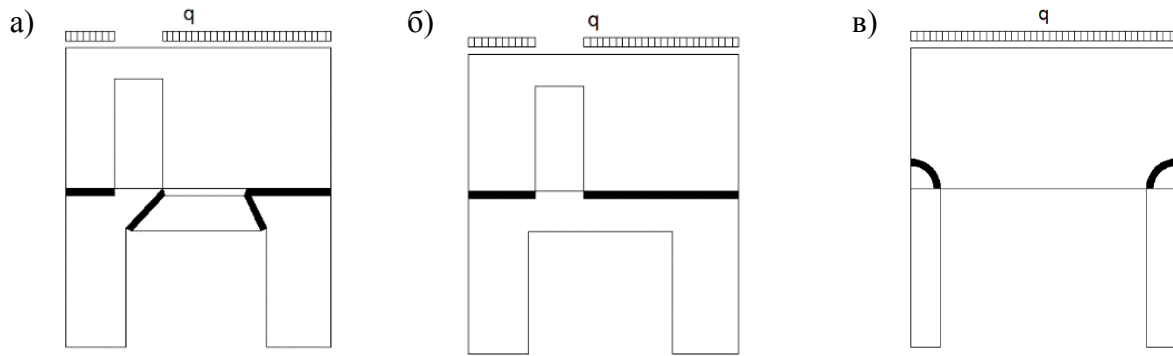


Рисунок 2 – Схема разрушения конструкций: а) по перемычке и платформенному стыку; б) по платформенному стыку; в) по области над стойками. — линия пластических деформаций

Вычисленная кинематическим методом предельного равновесия несущая способность конструкций оказалась близка к опытной, вследствие чего авторами исследования был сделан вывод об эффективности данного метода при расчете стеновых панелей на прочность. Однако впоследствии при исследовании стеновых панелей с арочными проемами, имеющими более гибкие перемычки, метод предельного равновесия оказался неприменим.

Аналогичный подход был использован в ходе исследований конструкций первых нежилых этажей, выполненных в каркасном исполнении [4]. Опорные реакции, возникающие при опирании стеновой панели типового этажа на стойки каркаса, рассматривались в виде местной вдавливающей нагрузки (штампа). Предполагалось, что при достижении предельной вдавливающей нагрузки зоны текучести в стеновой панели будут сосредоточены вдоль некоторых линий (рисунок 2, в). Принимая в качестве линий пластических деформаций дуги окружностей и используя предельное условие прочности бетона при чистом сдвиге, автор исследования определял несущую способность стеновых панелей. Но, несмотря на хорошую сходимость с опытными данными, рассматриваемый метод имел свои ограничения, связанные в первую очередь с отношением размеров стоек (штампов) к размерам стеновой панели.

Проведенные экспериментальные исследования имеют большую ценность для решения вопроса о характере совместной работы сборных стеновых панелей типового этажа с рамными конструкциями нижних нежилых этажей. Наличие экспериментальных данных позволяет провести численное моделирование испытанных фрагментов стен и по результатам сравнительных расчетов подобрать параметры моделей деформирования и прочности базовых материалов: бетона, арматурной стали и цементно-песчаного раствора.

На основе полученных моделей материалов становится возможным определить влияние нелинейных деформаций на напряженно-деформированное состояние конструкций в области контактного стыка.

В настоящее время существует большое количество моделей деформирования и прочности железобетона, тем или иным образом описывающие нелинейные свойства бетона и арматуры [5]. Вместе с тем применяется два основных подхода к учету арматуры в теле бетона: заданием распределенной жесткости в направлении армирования и непосредственным моделированием отдельных стержней. Исходя из имеющегося опыта моделирования железобетонных конструкций, в проводимом исследовании авторами использовался второй подход с моделями материалов, реализованными в программном комплексе ANSYS. При этом контакт на границе бетона с арматурой, равно как и на границе бетона с растворным швом принимался сплошным (неразрывным) без учета неупругого деформирования и нарушения сцепления на поверхности соединения.

В качестве модели, описывающей нелинейные свойства бетона и цементно-песчаного раствора, была принята геомеханическая модель Drucker-Prager Concrete (DPC). В отличие от классической модели Drucker-Prager модель DPC представляет собой комбинацию двух поверхностей текучести, учитывающих различный характер работы материала в условиях сжатия и растяжения (рисунок 3).

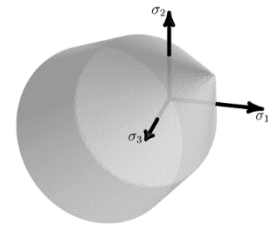


Рисунок 3 – Поверхность текучести для модели Drucker-Prager Concrete

В общем случае критерий текучести, определяющий условие перехода из области упругого деформирования в область пластического, можно записать в следующем виде

$$F = \sigma_e - \sigma_y, \quad (1)$$

где σ_e – эквивалентные напряжения, определенные из условия Губера-Мизеса;

σ_y – предел текучести материала.

В момент, когда эквивалентные напряжения становятся равными пределу текучести, т.е. функция $F=0$, в материале появляются пластические деформация. Если $F<0$, материал продолжает деформироваться упруго.

Для рассматриваемой модели DPC в зависимости от характера нагружения выражение критерия текучести будет иметь следующий вид:

1. в условиях действия растягивающих и растягивающе-сжимающих напряжений выражение (1) принимает вид

$$F_{DPr} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \beta_t \cdot \sigma_m - \sigma_{Yt} \cdot \Omega_1,$$

где β_t и σ_{Yt} – постоянные, зависящие от пределов прочности материала при одноосном растяжении R_t и одноосном сжатии R_c

$$\beta_t = \frac{\sqrt{3} \cdot (R_c - R_t)}{R_c + R_t}, \quad \sigma_{Yt} = \frac{2 \cdot R_c \cdot R_t}{\sqrt{3} \cdot (R_c + R_t)};$$

Ω_1 – функция упрочнения/разупрочнения материала, зависящая от знака действующих напряжений σ и параметра упрочнения k .

2. в условиях действия сжимающих напряжений выражение (1) принимает вид

$$F_{DPr} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \beta_c \cdot \sigma_m - \sigma_{Yc} \cdot \Omega_1,$$

где β_c и σ_{Yc} постоянные, зависящие от пределов прочности материала при двухосном сжатии R_b и одноосном сжатии R_c

$$\beta_c = \frac{\sqrt{3} \cdot (R_b - R_c)}{2 \cdot R_b - R_c}, \quad \sigma_{Yc} = \frac{R_b \cdot R_c}{\sqrt{3} \cdot (2 \cdot R_b - R_c)}.$$

Для описания нелинейного характера деформирования арматуры использовалась полилинейная модель изотропного упрочнения Multilinear Isotropic Hardening (MISO), устанавливающая одинаковую зависимость между напряжениями и пластическими деформациями как при растяжении, так и сжатии (рисунок 4). Подробное теоретическое описание используемых моделей материалов приведено в [6].

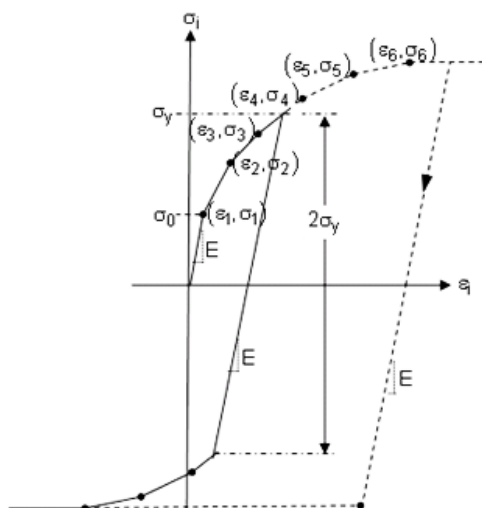


Рисунок 4 – График зависимости напряжения-пластические деформации для модели MISO

Значительное число параметров, требующееся для описания принятых моделей материалов, и ограниченность вычислительных ресурсов вызвали необходимость последовательного подхода к моделированию фрагментов стен. Поэтому на первом этапе исследования проводилось моделирование более простых образцов – высоких железобетонных балок, испытания которых были выполнены в ходе указанных выше экспериментальных работ.

Опытный образец железобетонной балки имел армирование и соотношение размеров, близкое к армированию и размерам перемычек стеновых панелей первых нежилых этажей. Общие размеры балки и армирование представлены на рисунке 5. В таблице 1 приведены физико-механические характеристики бетона и арматуры балки. Характеристики, отмеченные «*», получены по результатам испытания образцов бетона и арматуры. Остальные характеристики приняты в соответствии с [7].

Таблица 1 – Физико-механические характеристики бетона и арматуры балок

Характеристика		Ед. изм.	Значение
Плотность	Бетона	кг/м ³	2400
	Арматуры		7850
Коэффициент Пуассона	Бетона		0,2
	Арматуры		0,3
Модуль упругости бетона*		МПа	29420
Призменная прочность бетона*	на сжатие		34,9
	на растяжение	3,2	
Модуль упругости арматуры		МПа	200000
Предел текучести арматуры*	A-I Ø12 мм		329
	A-III Ø32 мм		427

Схема испытания образца железобетонной балки показана на рисунке 6. На фасадных плоскостях балки у каждой из опор под углом 45° наклеивались тензодатчики D₁ и D₂, с помощью которых в процессе нагружения измерялись деформации бетона. Нагружение балки производилось с помощью гидравлических домкратов. Нагрузка в виде двух сосредоточенных сил прикладывалась этапами по 0,1 от предполагаемой разрушающей. Каждый этап нагружения для балок составлял 16 т. Средняя разрушающая нагрузка по результатам испытаний трех образцов железобетонных балок составила 139 т.

На основе приведенных исходных данных в ПК ANSYS была создана конечно-элементная модель образца железобетонной балки. Бетон балки моделировался трехмерными конечными элементами SOLID185, предназначенными для определения объемного напряженно-деформированного состояния конструкций. Моделирование арматурных включений осуществлялось с помощью стержневых конечных элементов LINK180, работающих в качестве ферменных элементов только на растяжение-сжатие. Подробное описание указанных конечных элементов можно найти в [8]. По результатам проведенных численных экспериментов были скорректированы параметры принятых моделей материалов (бетона и арматуры) и определено напряженно-деформированное состояние конечно-элементной модели железобетонной балки на этапе разрушения.

На рисунке 7 приведены: фотография характерного разрушения образца железобетонной балки в ходе испытаний и мозаика деформаций в направлении главных растягивающих напряжений в конечно-элементной модели балки. Как следует из рисунка, механизмы разрушения железобетонной балки в опыте и численном эксперименте совпадают – разрушение происходит по наклонным и нормальным сечениям. Значение разрушающей нагрузки железобетонной балки, полученное в результате расчета, составляет 141 т и превышает опытное значение на 1,5%. На рисунке 8 представлены графики средних деформаций бетона по показаниям датчиков, установленных у опор железобетонной балки, и деформаций в конечно-элементной модели балки. Как видно из рисунка, величины деформаций на каждом этапе нагружения достаточно близки друг к другу.

Полученные данные говорят о хорошей сходимости результатов численных экспериментов и опытных испытаний на основе принятых моделей материалов. Однако подобранные модели имеют ограниченную область применения – они пригодны для моделирования конструкций со схожим напряженно-деформированным состоянием. Вместе с тем из проведенных экспериментальных работ ясно, что перемычка стеновой панели с большим дверным проемом определяет механизм разрушения фрагментов стен и находится в похожих условиях, что и балка, нагруженная по приведенной выше схеме (рисунок 6). Исходя из данного предположения, на втором этапе исследования проводилось численное моделирование фрагмента стены с использованием принятых моделей материалов.

Опытный фрагмент стены состоял из стеновой панели первого этажа с большим проемом, элементов перекрытий и стеновой панели второго этажа. Стеновая панель второго этажа была выполнена в соответствии с чертежами типовых конструкций панельных зданий, стеновая панель первого этажа – на основе типологического задания проектного отдела МНИИТЭП. Перекрытие было запроектировано в виде двух узких полос. Для удобства монтажа полосы были соединены между собой арматурными каркасами, так что перекрытие представляло собой единую плиту. Толщина шов в платформенном стыке составляла 1 см, вертикальный шов раствором не заполнялся. Общие размеры конструкций и их армирование приведены на рисунке 9. В таблице 2 приведены физико-механические характеристики бетона и арматуры фрагмента стены. Характеристики, отмеченные «*», получены по результатам испытания образцов бетона и арматуры. Остальные характеристики приняты в соответствии с [7,9].

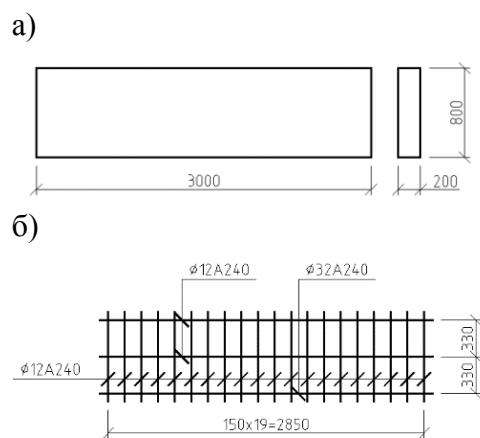


Рисунок 5 – Железобетонная балка: а – общие размеры; б – армирование

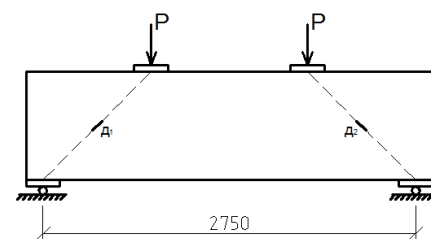


Рисунок 6 – Схема испытания железобетонных балок

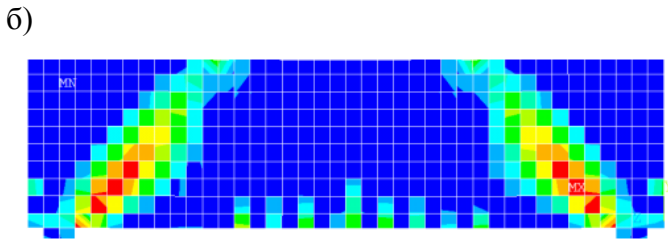
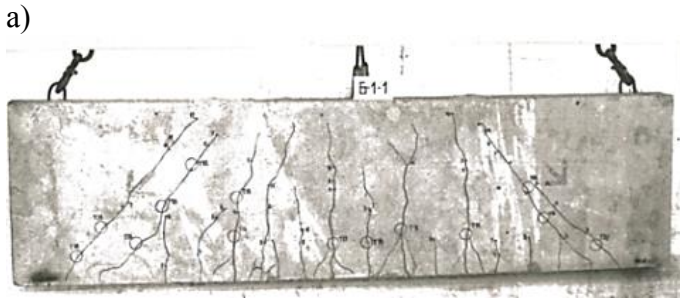


Рисунок 7 – Разрушение железобетонной балки: а – в результате испытания; б – в ПК ANSYS

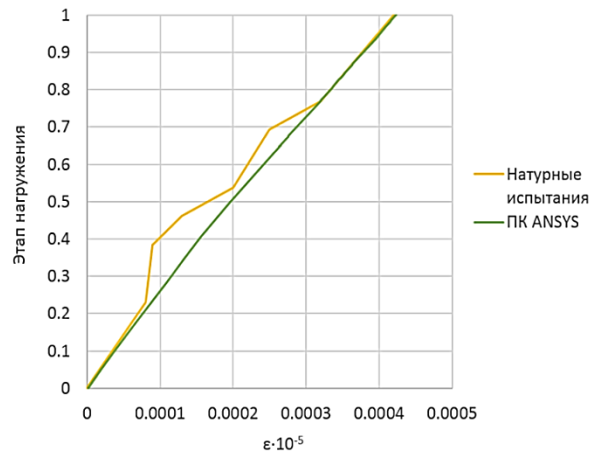


Рисунок 8 – Графики деформаций бетона

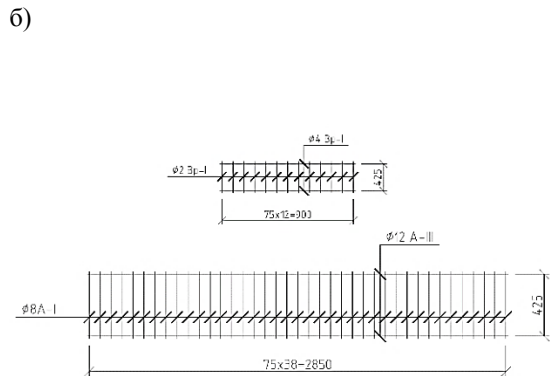
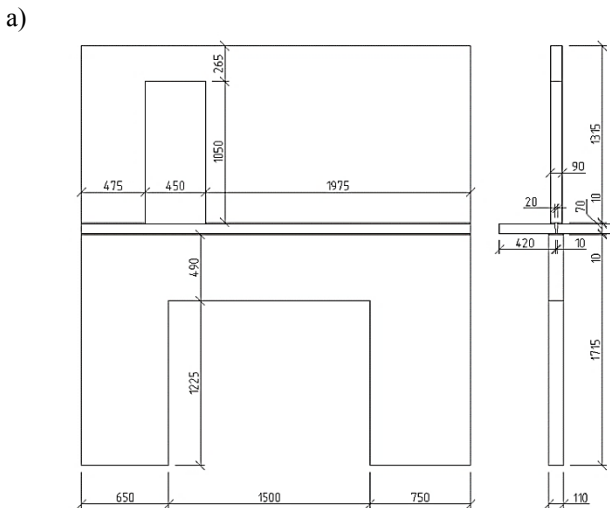


Рисунок 9 – Фрагмент стены: а – общие размеры; б – армирование

Схема испытания фрагмента стены показана на рисунке 1. В нескольких точках по высоте образец закреплялись горизонтальными жесткими связями, не препятствовавшими вертикальным перемещениям, но исключавшим перемещения из плоскости. С помощью индикаторов часового типа М1-М12 измерялись деформации бетона в процессе нагружения. Нагрузка на образец передавалась сверху через жесткую траверсу, на которой размещались 100-тонные домкраты. Нагружение производилось этапами по 0,1 от ожидаемой разрушающей нагрузки, которая была принята 70 т/м. Средняя разрушающая нагрузка по результатам испытаний двух фрагментов стены испытаний составила 69 т/м.

На основе приведенных исходных данных в ПК ANSYS была создана конечно-элементная модель фрагмента стены. Бетон конструкций и растворный шов моделировались трехмерными конечными элементами SOLID185, армирование конструкций – стержневыми конечными элементами LINK180.

Таблица 2 – Физико-механические характеристики бетона и арматуры фрагмента стены

Характеристика		Ед. изм.	Значение
Плотность	бетона	кг/м ³	2400
	раствора		1800
	арматуры		7850
Коэффициент Пуассона	бетона		0,2
	раствора		0,15
	арматуры		0,3
Нижняя стеновая панель			
Модуль упругости бетона*		МПа	34300
Призменная прочность бетона*	на сжатие		23,7
	на растяжение		1,9
Модуль упругости арматуры		МПа	200000
Предел текучести арматуры*	A-I Ø8 мм		357
	A-III Ø12 мм		460
Растворный шов			
Модуль упругости раствора		МПа	14000
Прочность раствора	на сжатие*		17,3
	на растяжение		1,5
Перекрытие			
Модуль упругости бетона		МПа	32000
Призменная прочность бетона*	на сжатие		27,6
	на растяжение		2,1
Верхняя стеновая панель			
Модуль упругости бетона		МПа	33400
Призменная прочность бетона*	на сжатие		28,7
	на растяжение		2,2
Модуль упругости арматуры			200000
Предел текучести арматуры	Вр-I Ø2 мм		500
	Вр-I Ø4 мм	500	

По результатам численных экспериментов были скорректированы параметры модели материала, описывающей растворный шов, и определено напряженно-деформированное состояние конечно-элементной модели фрагмента стены на этапе разрушения. На рисунке 10 приведены: фотография характерного разрушения фрагмента стены в ходе испытаний и мозаика деформаций в направлении главных растягивающих напряжений в конечно-элементной модели. Как следует из рисунка, механизмы разрушения фрагмента стены в опыте и численном эксперименте подобны – происходит разрушение участков платформенного стыка над простенками нижней стеновой панели и перемычки по наклонным сечениям. Значение разрушающей нагрузки фрагмента стены, полученное в результате расчета, составляет 71 т/м и превышает опытное значение на 3%.

Анализ результатов, полученных на первых двух этапах исследования, показывает хорошую сходимость данных численных экспериментов и опытных испытаний. Величины разрушающих нагрузок в расчетах и опытах достаточно близки – разница не превышает 5%, графики деформаций бетона в местах установки индикаторов практически совпадают. В ходе численного анализа фрагмента стены подтвердилось предположение о схожести напряженно-деформированного состояния высокой железобетонной балки и перемычки нижней стеновой панели. Являясь ключевым несущим элементом, перемычка нижней стеновой панели определяет механизм разрушения конструкций, что позволяет обоснованно использовать для анализа фрагмента стены те же модели материалов, что и при расчете железобетонной балки без внесения существенных изменений в параметры моделей. Из этого следует, что разработанная конечно-элементная модель фрагмента стены корректно отражает напряженно-

Таблица 3 – Физико-механические характеристики бетона и арматуры стены

Характеристика		Ед. изм.	Значение
Плотность	бетона	кг/м ³	2400
	раствора		1800
	арматуры		7850
Коэффициент Пуассона	бетона		0,2
	раствора		0,15
	арматуры		0,3
Монолитная рама			
Модуль упругости бетона		МПа	30000
Призменная прочность бетона	на сжатие		18,5
	на растяжение		1,55
Модуль упругости арматуры		МПа	200000
Предел текучести арматуры	A240 Ø10 мм		240
	A500 Ø16 мм		500
	A500 Ø32 мм		
Растворный шов			
Модуль упругости раствора		МПа	14000
Прочность раствора	на сжатие		20
	на растяжение		1,7
Внутренняя стеновая панель			
Модуль упругости бетона		МПа	34500
Призменная прочность бетона	на сжатие		25,5
	на растяжение		1,95
Модуль упругости арматуры			200000
Предел текучести арматуры	Vp-I Ø5 мм		500
	A400 Ø12 мм		400

Не смотря на принципиальную разность конечно-элементных моделей, построенных в ПК ANSYS, и модели с односторонними связями, рассмотренной ранее в ПК ЛИРА-САПР [1], предложенные модели можно сравнить в стадии эксплуатации, когда действующие на здание нагрузки далеки от разрушающих. Расчет конструкций в ПК ANSYS на основе разработанной модели даст возможность получить количественную оценку развития неупругих деформаций и их влияния на общее напряженно-деформированное состояние конструкций. Подобного рода верификация позволит сделать вывод о возможности применения модели с элементами односторонних связей для расчета панельных зданий с нижними каркасными этажами.

На основе приведенных исходных данных в ПК ЛИРА-САПР и ПК ANSYS были собраны расчетные модели рассматриваемого фрагмента здания. При построение расчетной модели в ПК ЛИРА-САПР использовались четырехугольные конечные элементы оболочек (тип 44) и конечные элементы упругих связей с учетом предельных усилий (тип 255). В ПК ANSYS использовались описанные выше конечные элементы SOLID185 и LINK180. Основные отличия указанных расчетных моделей заключались в различном подходе к моделированию контактного стыка и возможности нелинейного деформирования конструкций в ПК ANSYS. Нагрузка, прикладываемая к рассматриваемым фрагментам, соответствовала эксплуатационной нагрузке, действующей в уровне верха 2-го этажа 17-этажного жилого дома.

В результате проведенного в ПК ANSYS расчета подтвердилось предположение о возможном развитии пластических деформаций в ригеле монолитной рамы (рисунок 12). Тем не менее, в ходе сравнения результатов, полученных в ПК ЛИРА-САПР и ПК ANSYS, стало ясно, что выявленные пластические деформации не вносят существенного изменения в общую картину напряженно-деформированного состояния конструкций. Распределения и величины вертикальных и горизонтальных напряжений в расчетных моделях близки, за исключением растянутой зоны ригеля рамы (таблица 4). В результате развития пластических

деформаций (образования трещин) произошло незначительное перераспределение напряжений (рисунки 13 и 14).

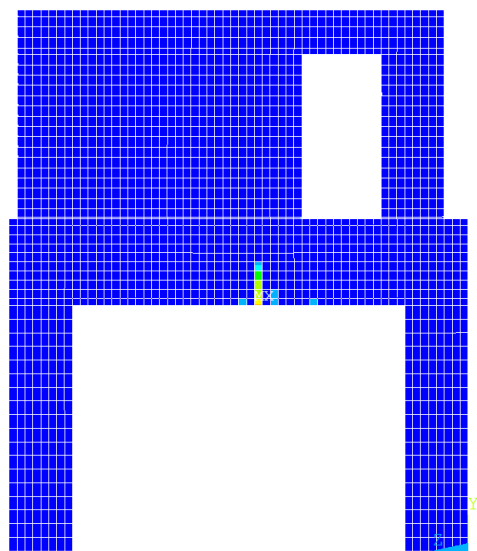


Рисунок 12 – Мозаика пластических деформаций

Нелинейный характер деформирования ригеля также не привел к предполагаемому нарушению контактной зоны конструкций. Вероятно, это является следствием чрезмерно высокого процента армирования ригеля рамы, обеспечивающего совместную работу конструкций по длине стыка. Вместе с тем, следует отметить, что несмотря на высокую жесткость ригеля рамы распределение сжимающих напряжений по длине контактного стыка по-прежнему остается неравномерным. При некачественном выполнении монтажных работах это может привести к образованию участка по длине контактного стыка с низким сцеплением, что может стать причиной «проскальзывания» стеновой панели второго этажа и появления значительных горизонтальных растягивающих напряжений в опорном сечении панели.

Таблица 4 – Величины напряжений, полученные в ПК ЛИРА-САПР и ПК ANSYS

Характеристика	Ед. изм.	Значение	
		ПК ЛИРА-САПР	ПК ANSYS
Средние сжимающие напряжения на краевых участках контактного стыка	т/м ²	488	467
Средние сжимающие напряжения на центральном участке контактного стыка	т/м ²	244	240
Средние напряжения в сжатой зоне ригеля рамы	т/м ²	335	316
Средние напряжения в растянутой зоне ригеля рамы	т/м ²	366	259

В целом, анализ результатов проведенных численных исследований показывает, что расчет панельных зданий с нижними каркасными этажами допускается вести с использованием модели с односторонними связями при соблюдении определенных ограничений. Данные ограничения в первую очередь связаны с конфигурацией рамного каркаса первого нежилого этажа: отношением высоты ригеля рамы к пролету и размерами поперечного сечения колонн. Малая высота ригеля рамы может привести к увеличению гибкости ригеля рамы и стать причиной раскрытия (расслоения) контактного стыка в центральной части пролета рамы. Дальнейшее перераспределение напряжений по длине стыка может привести к значительному увеличению сжимающих напряжений на концевых участках стыка и его разрушению. Принимаемое поперечное сечение колонн также влияет на зону передачи сжимающих напряжений под стеновой панелью, малая площадь которой может вызвать разрушение контактного стыка на концевых участках.

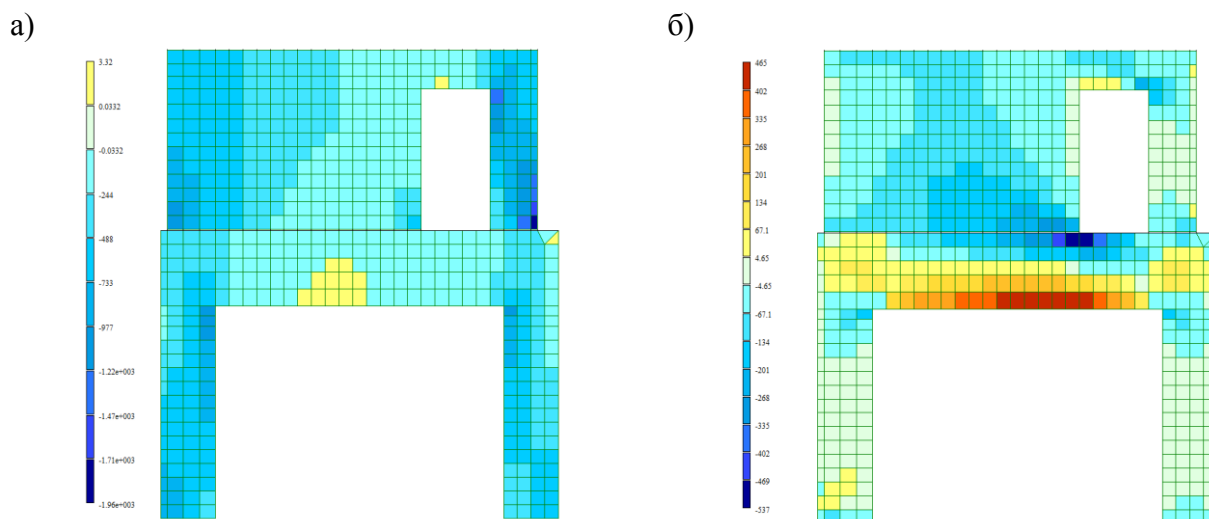


Рисунок 13 – Мозаики напряжений в ПК Лиры: а – вертикальные напряжения; б – горизонтальные напряжения

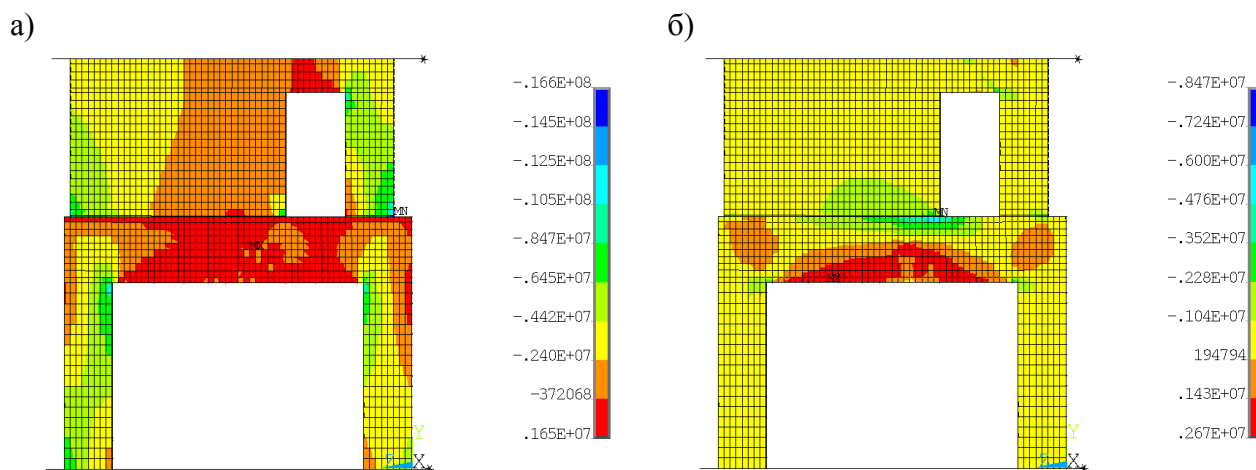


Рисунок 14 – Мозаики напряжений в ПК Ansys: а – вертикальные напряжения; б – горизонтальные напряжения

В рассмотренном жилом доме принятая конфигурация рамного каркаса позволяет пренебречь развитием нелинейных деформаций в конструкциях здания и проводить расчет с использованием упругих характеристик материалов. Однако из этого не следует, что расчет допускается вести без введения элементов односторонних связей. Наличие податливого растворного шва в зоне сопряжения конструкций приводит к иному распределению горизонтальных напряжений в ригеле рамы и стеновой панели, чем при жестком сопряжении.

Следует также отметить, что в проводимом исследовании не учитывалось влияние реальных граничных условий и стадийности возведения здания. Впрочем, такой цели и не было. Приняв во внимание сложность выполнения расчета целого здания в нелинейной постановке, основной целью исследования было обоснование отсутствия необходимости в такой постановке. Проведенный численный анализ показал, что конструкции здания деформируются преимущественно упруго и дальнейшие исследования, связанные с учетом влияния ветровой нагрузки, последовательности возведения здания и т.п. допускается вести на более простой модели с использованием элементов односторонних связей.

Выводы

Приняв во внимание результаты проведенных расчетов, следует отметить отсутствие единого подхода к расчету и конструированию данных конструкций. Практика проектирования показывает, что расчет панельных зданий с нижними каркасными этажами вводится либо раздельно (каркасные конструкции рассматриваются отдельно от стеновых конструкций и наоборот), либо сопряжение конструкций принимается жестким. Проведенный анализ говорит о недопустимости подобного подхода, что отмечено в проекте свода правил «Крупнопанельные конструктивные системы» [11]. В данном СП отражено требование о необходимости учета действительной работы стыков зданий при проектировании конструктивных систем с нерегулярным расположением конструкций по высоте.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шапиро Г.И., Смирнов А.В. О расчете конструкций панельных зданий с каркасными конструкциями нижних нежилых этажей // Строительство и реконструкция. 2016. № 4. С. 64 – 72.
2. Коровкин В.С. Влияние масштаба моделирования на ширину раскрытия трещин железобетонных балок // В кн.: Исследование прочности и жесткости конструкций сборных многоэтажных зданий. М.: ГлавАПУ г. Москвы, 1985. С. 120-127.
3. Коровкин В.С., Кано И.Л. Исследование панельного варианта конструктивного решения первых нежилых этажей крупнопанельных зданий // В кн.: Исследование прочности и жесткости конструкций сборных многоэтажных зданий. М.: ГлавАПУ г. Москвы, 1985. С. 3-15.
4. Кано И.Л. Прочность внутренних крупнопанельных железобетонных стен с отверстиями и проемами : диссертация ... кандидата технических наук : 05.32.02 / Центр. н.-и. и проект. ин-т типового и эксперим. проектирования жилища. - Москва, 1990. - 204 с.
5. Лукин А.В., Лобачев А.М., Модестов В.С., Боровков А.И., Попов И.А. Конечно-элементное моделирование и расчет напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций и элементов АЭС // Сб. тезисов докладов на 8-й Межд. научно-техническая конф. "Обеспечение безопасности АЭС с ВВЭР". - Подольск, 2013.
6. ANSYS Mechanical APDL structural analysis guide. ANSYS Inc., 2015.
7. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: Минрегион России. 2012. 147 с.
8. Басов К.А. Ansys. Справочник пользователя. М.: ДМК-Пресс, 2005. 640 с.
9. Пангаев В.В., Сердюк В.М. О деформативных характеристиках цементных кладочных растворов // Известия вузов. Строительство. 2004. № 9. С. 110 –113.
10. ГОСТ 26633-91* «Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия». Введ. 1992–01–01. М.: ИПК Издательство стандартов, 2003.
11. СП 335.1325800.2017 Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования. М.: Минрегион России. 2017. 82 с.

Шапиро Геннадий Исаакович

ОАО МНИИТЭП, г. Москва, Россия
Главный конструктор ОАО МНИИТЭП
E-mail: g-shapiro@mail.ru

Смирнов Андрей Вячеславович

ОАО МНИИТЭП, г. Москва, Россия
Ведущий инженер отдела главного конструктора
E-mail: smirnov.andrey.1990@gmail.com

SHAPIRO G.I., SMIRNOV A.V.

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL JUSTIFICATION OF THE MODEL WITH UNILATERAL CONSTRAINTS FOR THE CALCULATION OF PANEL BUILDINGS WITH BOTTOM FRAME FLOORS

The question of calculating the conjugation of structures of a typical panel part of a building with skeleton structures of lower non-residential floors is considered. On the basis of theoretical and experimental studies of wall panels of the first non-residential floors with large openings, a method of constructing a computational model for the case of frame structures of the first non-residential floors in the ANSYS PC is developed. A comparative analysis of the methods for constructing a computational model of a fragment of a panel building with lower frame floors using the elements of one-way links in PC LIRA and nonlinear elements in PC Ansys is carried out. The analysis of the features of the work of prefabricated and monolithic structures in the area of their interface and the elements of the overlying floors adjoining them are analyzed. The main problems that arise when simulating the conjugation of the constructions under consideration are indicated, and general recommendations for their calculation are given.

Key words: panel building, frame system, uninhabited floor, contact junction, limit equilibrium method, unilateral connections, large-panel structural systems.

REFERENCES

1. Shapiro GI, Smirnov A.V. O raschete konstruktsiy panel'nykh zdaniy s karkasnymi konstruktsiyami nizhnikh nezhilykh etazhey [About calculation of constructions of panel buildings with skeleton structures of the lower non-residential floors]. Building and Reconstruction. 2016. No 4. Pp. 64 - 72. (rus)
2. Korovkin V. S. Vliyaniye masshtaba modelirovaniya na shirinu raskrytiya treshchin zhelezobetonnykh balok [The Influence of scale modelling is the width of the opening of cracks in reinforced concrete beams]. In the book.: Issledovaniye prochnosti i zhestkosti konstruktsiy sbornykh mnogoetazhnykh zdaniy [Study of strength and rigidity of prefabricated multi-storey buildings]. Moscow: GlavAPU of Moscow, 1985. Pp. 120-127. (rus)
3. Korovkin V. S., Kano I.L. Issledovaniye panel'nogo varianta konstruktivnogo resheniya pervykh nezhilykh etazhey krupnpanel'nykh zdaniy [Study of the panel variant of the design solution of the first non-residential floors of large-panel buildings]. In the book: Issledovaniye prochnosti i zhestkosti konstruktsiy sbornykh mnogoetazhnykh zdaniy [Study of strength and rigidity of prefabricated multi-storey buildings]. – Moscow: GlavAPU Moscow, 1985. Pp. 3-15. (rus)
4. Kano I. L. Prochnost' vnutrennikh krupnpanel'nykh zhelezobetonnykh sten s otverstiyami i proyemami [Strength of internal large-panel reinforced concrete walls with holes and openings]: thesis ... candidate of technical Sciences: 05.32.02 / Central Research Institute for Experimental Design of Housing. Moscow, 1990. 204 p. (rus)
5. Lukin AV, Lobachev A.M., Modestov B.C., Borovkov AI, Popov I.A. Konechno-elementnoye modelirovaniye i raschet napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobetonnykh konstruktsiy i elementov AES [Finite Element Modeling and Calculation of Stress-Strain State of Reinforced Concrete Structures and Elements of Nuclear Power Plants]. Sb. tezisov dokladov na 8-y Mezhd. nauchno-tekhnicheskaya konf. "Obespecheniye bezopasnosti AES s VVER" [Theses of reports on the 8th Int. scientific and technical conference. "Ensuring the safety of nuclear power plants with WVER"]. Podolsk, 2013.
6. ANSYS Inc. ANSYS Mechanical APDL structural analysis guide, release 16.0, 2015.
7. Building Code of Russian Federation SP 63.13330.2012. Concrete and reinforced concrete structures. Updated version of SNiP 52-01-2003. Moscow: the Ministry of Regional Development of Russia, 2012. 147 p.
8. Basov K.A. Ansys manual. Moscow: DMK-Press, 2005. 640 p. (rus)
9. Pangayev V.V., Serdyuk V.M. O deformativnykh kharakteristikakh tsementnykh kladochnykh rastvorov [On the deformative characteristics of cement mortar solutions]. Izvestiya Vuzov. Building. 2004. No. 9. Pp. 110 -113. (rus)
10. Standard of Russian Federation GOST 26633-91* "Concretes heavy and fine-grained. Specifications". 1992-01-01. Moscow: IPK Publishing house of standards. 2003. (rus)
11. Building Code of Russian Federation SP 335.1325800.2017 Large-scale structural systems. Design rules. - Moscow: the Ministry of Regional Development of Russia. 2017. 82 p. (rus)

Shapiro Gennady Isaakovich

MNIIITEP, Moscow, Russia,

Chief Designer of MNIIITEP,

E-mail: g-shapiro@mail.ru

Smirnov Andrey Vyacheslavovich

MNIIITEP, Moscow, Russia,

Lead Engineer of Department Chief Designer,

E-mail: smirnov.andrey.1990@gmail.com

УДК 504.3.054

БАКАЕВА Н.В., ПИЛИПЕНКО О.В., ГАРМОНОВ К.В.

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ РАСПРОСТРАНЕНИЯ ГАЗОВОЗДУШНЫХ ПОТОКОВ НА ТЕРРИТОРИИ АВТОЗАПРАВОЧНЫХ СТАНЦИЙ И АНАЛИЗ ИХ ВЛИЯНИЯ НА ЗАСТРОЙКУ МЕСТНОСТИ

Распространение и влияние вредных веществ от автозаправочных станций (АЗС) на близлежащую застройку с учетом аэродинамики потоков ветра недостаточно исследовано. Изучение процесса распространения вредных веществ в натуральных условиях вызывает определенные сложности. Авторами, на основании полученных ранее результатов теоретических и экспериментальных исследований, выполнено численное моделирование распространения загрязняющих веществ, выделяющихся от АЗС, и анализ их влияния на близлежащую застройку с учетом обтекающих воздушных потоков. Результаты, полученные с помощью численного моделирования, позволяют оценивать состояние окружающей среды в любой точке и на любом расстоянии от АЗС и прогнозировать степень влияния загрязнения атмосферного воздуха на экологическую безопасность жилой застройки при строительстве АЗС. С помощью численного моделирования также представляется возможным оценить эффективность внедрения планируемых мероприятий, способствующих снижению негативного влияния вредных веществ от АЗС.

Ключевые слова: экологическая безопасность городского хозяйства, автозаправочная станция, жилая застройка, аэродинамика воздушных потоков, концентрация вредных веществ, численное моделирование.

Введение

Автозаправочная станция (АЗС) является объектом повышенной экологической опасности в городском хозяйстве, даже при применении современных способов и технологий хранения и отпуска нефтепродуктов [1,2]. АЗС является источником выделения вредных веществ (ВВ) в окружающую среду, которые негативно воздействуют на близлежащую застройку и жизнедеятельность человека [3,4]. В связи с этим авторами были проведены теоретические исследования [5-9] по оценке вклада в загрязнение приземного слоя атмосферы ВВ в процессе строительства и эксплуатации АЗС. Одним из определяющих природно-климатических факторов загрязнения приземного слоя атмосферы, как показывает практика эксплуатации АЗС, является аэродинамика потоков ветра от АЗС в направлении прилегающей территории жилой застройки, что было исследовано авторами с помощью эксперимента в аэродинамической камере [10]. Для подтверждения достоверности результатов, полученных при проведении теоретических и экспериментальных исследований, было выполнено численное моделирование распространения газоздушных потоков на территории АЗС и дан анализ их влияния на застройку местности на ЭВМ.

Модели и методы

Численное моделирование выполнялось при помощи программного комплекса ANSYS 18.2 (ANSYS, Inc.), с помощью решателя ANSYS CFX. В основе ANSYS CFX лежит передовой алгебраический многосеточный сопряженный решатель. Решатель ANSYS CFX использует схему дискретизации второго порядка, обеспечивая получение максимально точных результатов [11,12].

Постановка задачи исследования.

Моделируется процесс распространения паров бензина от АЗС при взаимодействии с ветровыми потоками и влияние их на девятиэтажный жилой дом, расположенный на расстоянии 50 м от АЗС. В процессе моделирования рассматриваются две градостроительные ситуации:

- без преград между АЗС и жилым домом;
- с преградой – расположенной на расстоянии 25 м от дыхательной трубки. Преграда выполнена из плотно расположенных деревьев высотой 17 м со сквозным просветом внизу высотой 1,5 м.

В ходе моделирования рассматривается момент заполнения автоцистерной подземного резервуара (объемом 50 м³) для хранения топлива - бензина АИ-92 - и дальнейшее распространение паров бензина, вытесняемых из резервуара через дыхательную трубку.

Исследуемая модель содержит следующие объекты: девятиэтажный жилой дом, АЗС (операторская и 4 топливно-раздаточные колонки (ТРК) с навесом), дыхательную трубку от резервуара с топливом (см. рисунок 1) и расчетную область, которая представляет границу мониторинга атмосферного воздуха (см. рисунок 2).

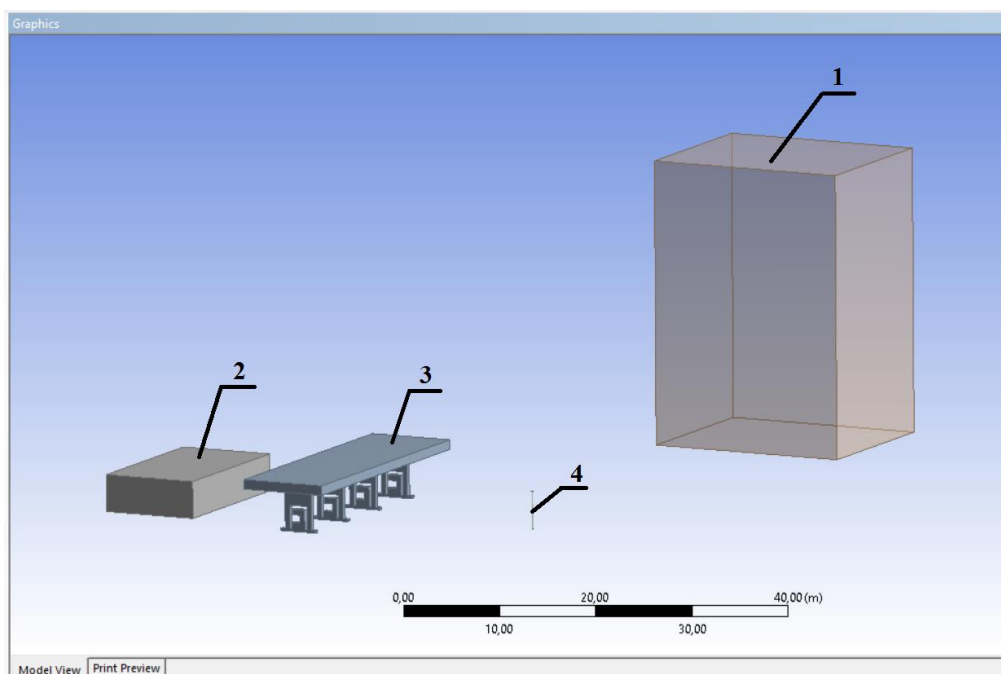


Рисунок 1 – Схема расположения объектов в составе модели
 1 – жилой дом; 2 – операторская; 3 – ТРК с навесом; 4- дыхательная трубка

При создании геометрии расчетной области модели были учтены габаритные размеры объектов. Размеры самой расчетной области подобраны таким образом, что ее границы не оказывают влияние на результаты расчетов. Для этого был выбран характерный размер объекта (наибольший из размеров) – высота жилого девятиэтажного дома. Это обстоятельство находится в соответствии с рекомендациями, разработанными НИУ МГСУ и предложенными в работе [11].

Для точности получения результатов в областях вокруг зданий были дополнительно предусмотрены: область сгущения сетки и пограничный слой около зданий и нижней границей области – поверхности земли, для этого были использованы встроенные модули ANSYS Meshing.

Граничные условия модели были прописаны в препроцессоре CFX-Pre. Были заданы условия на входе в рабочую область (см. рисунок 2 (а)): воздушный поток со скоростью 3,3 м/с (на основе усредненных климатических характеристик города Воронеж [13]) движется па-

параллельно поверхности земли к АЗС и жилому дому. Через отверстие дыхательной трубки происходит выброс паров бензина вертикально вверх (см. рисунок 2 (б)) с концентрацией 480 г/м^3 и скоростью $1,33 \text{ м/с}$ [10]. Смесь паров бензина и воздуха, обтекая на своем пути преграды, выходит из рабочей области (см. рисунок 2 (в)). На выходе из рабочей области задано нулевое осредненное по всей области выхода относительное статическое давление. На всех остальных границах задаются условия непротекания: составляющая скорости по нормали к границе равна нулю, вязкое трение отсутствует. Процесс стационарный, изотермический (температура 20°C). Фоновая концентрация паров бензина отсутствует.

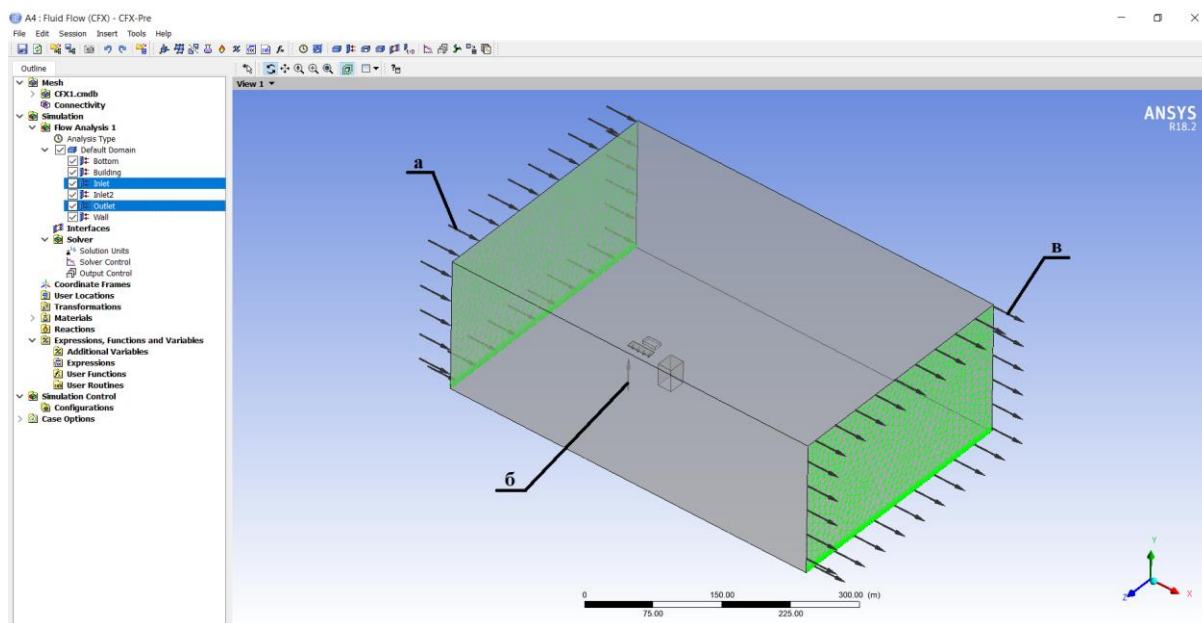


Рисунок 2 – Модуль задачи граничных условий

а – вход воздушного потока в рабочую область; б – вход паров бензина; в – выход смеси воздуха и паров бензина из рабочей области

Для решения поставленной задачи и получения необходимых данных в программе ANSYS CFX использовались три уравнения сохранения момента, уравнение сохранения масс и уравнение для расчета кинетической энергии турбулентности и турбулентности рассеивания вихревого течения. В моделировании принята k - ϵ -модель турбулентности, без теплопереноса. В качестве метода решения системы дифференциальных уравнений в частных производных рассматривается численный метод конечных элементов [12, 14].

Результаты исследования и их анализ

Для получения решения и визуализации моделируемых процессов использовался модуль ANSYS CFX-Solver Manager. Результаты моделирования представлены в виде рисунков, на которых изображено распределение интересующих параметров воздушного потока.

Так, на рисунке 3 представлены поля скоростей воздушных потоков на территории АЗС и прилегающего жилого дома при отсутствии между ними преград. Очевидно, что течение воздуха у АЗС и жилого дома носит сложный характер. Такой характер можно объяснить тем, что с подветренной стороны жилого дома давление атмосферного воздуха ниже, чем с наветренной стороны здания, в связи с этим за зданием наблюдается аэродинамическая тень. Происходит обратное движение воздуха, что приводит к вихрю овальной формы, образующимся с подветренной стороны.

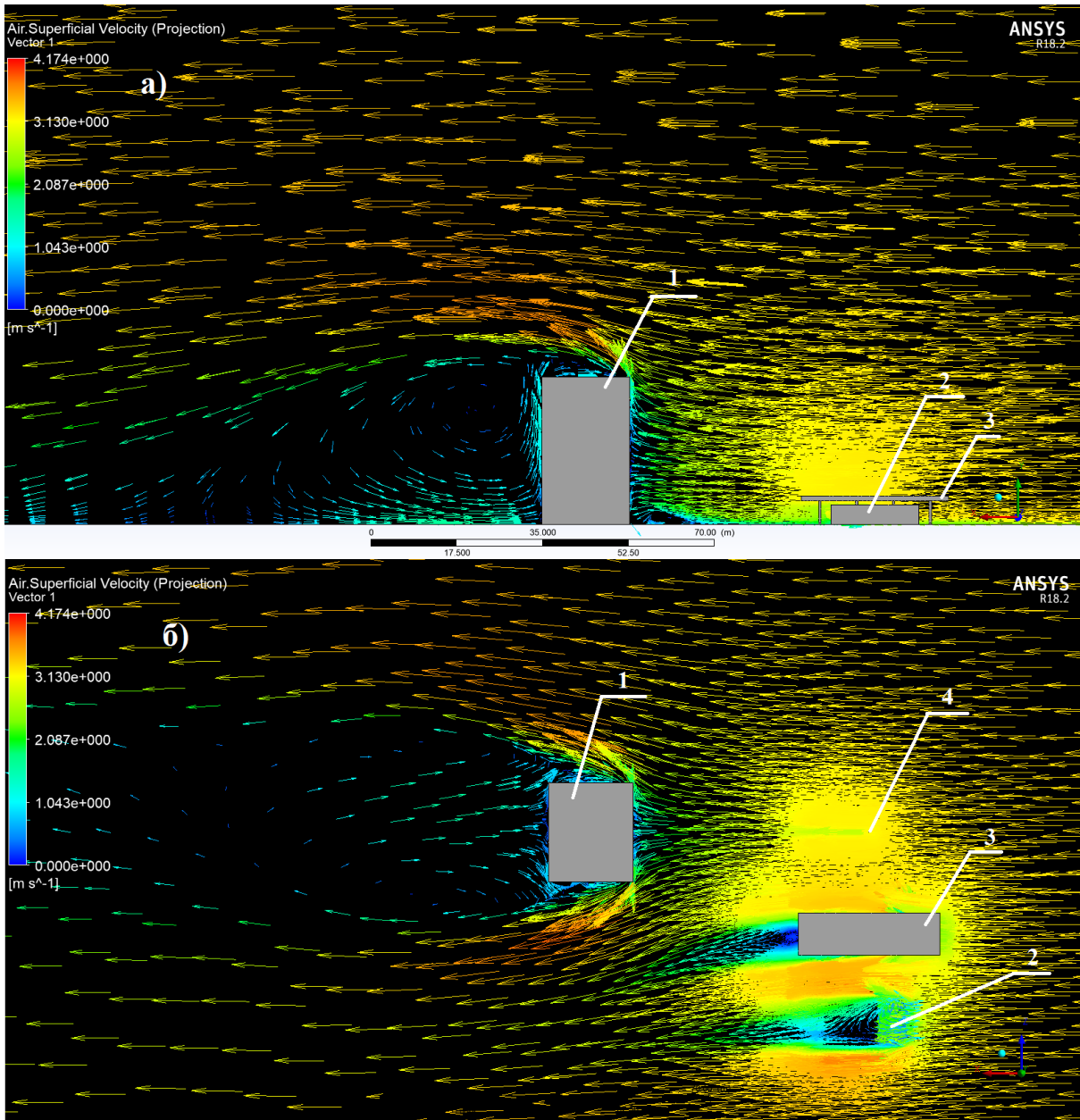


Рисунок 3 – Поля скоростей воздушных потоков без препятствий: а – вид сбоку; б – вид сверху
 1 – жилой дом; 2 – операторская; 3 – ТРК с навесом; 4- дыхательная трубка

На рисунке 4 представлены поля скоростей воздушных потоков на территории АЗС и прилегающего жилого дома при наличии между ними преград. При расположении препятствий значительно меняется характер движения воздушного потока. В соответствии с теоретическими основами аэродинамики [15, 16], при обтекании дополнительных препятствий, воздушный поток теряет часть своей кинетической энергии и сильно турбулизируется, увеличивая скорость движения воздушного потока с наветренной и боковых сторон здания и перед преградой. С подветренной стороны здания и деревьев скорость воздушного потока уменьшается. Очевидно, что за зданием образовалась застойная зона, движение воздуха почти отсутствует. Между зданием и деревьями мы наблюдаем вихревое движение, это связано с тем, что воздушный поток, увеличив свою скорость, при встрече с преградой (создавая при этом разрежение за преградой) упирается в наветренную часть дома и частично разворачивается в обратную сторону.

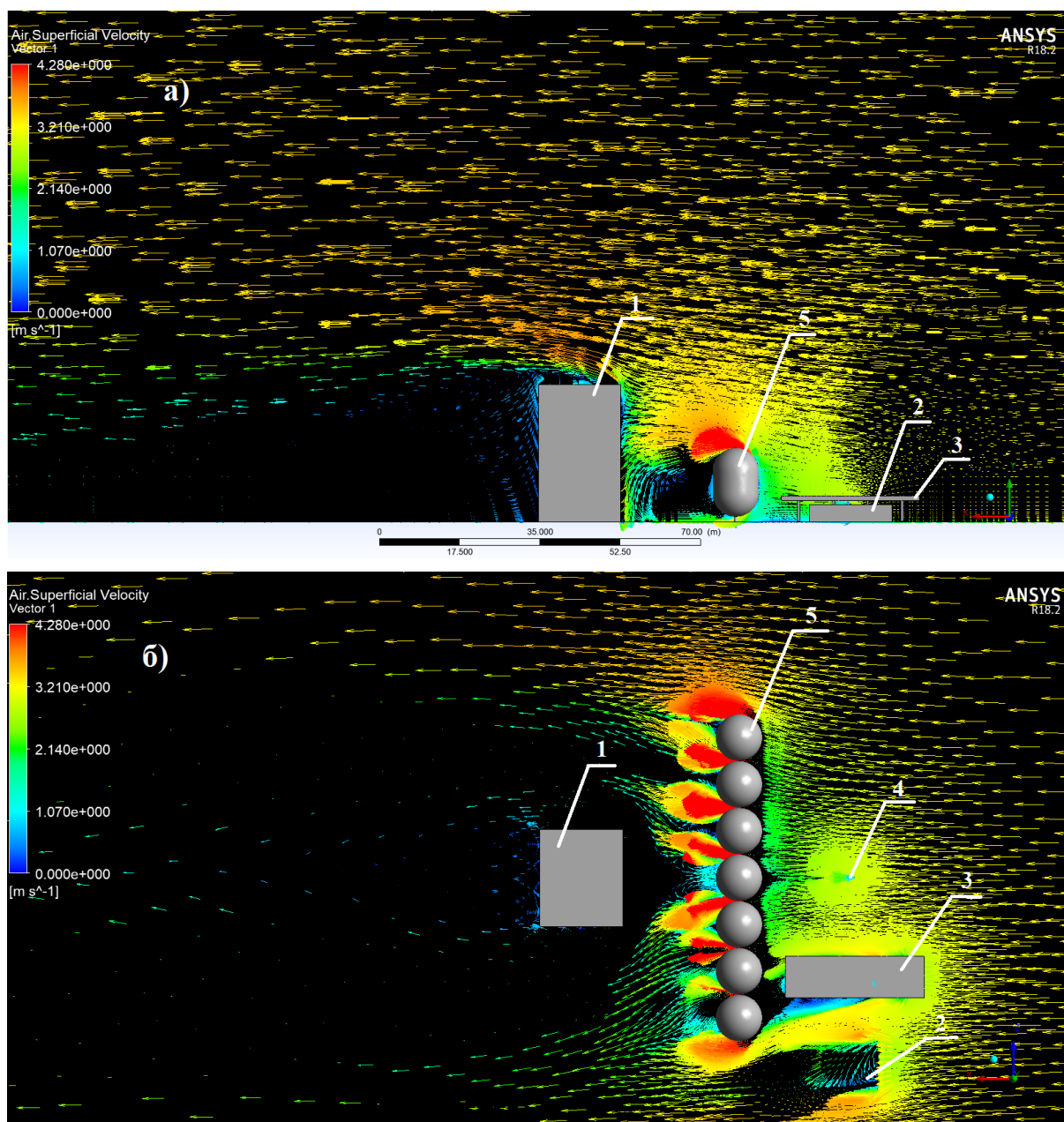


Рисунок 4 – Поля скоростей воздушных потоков при наличии деревьев: а – вид сбоку; б – вид сверху
 1 – жилой дом; 2 – операторская; 3 – ТРК с навесом; 4- дыхательная трубка; 5 – деревья

Таким образом, разный характер аэродинамики воздушных потоков в зависимости от наличия или отсутствия преград между источником ВВ и жилой застройкой влияет на распространение вредных веществ в окружающей среде и на значения концентраций паров бензина от АЗС в одних и тех же точках (см. рисунок 5).

На рисунке 5 приведены результаты моделирования распространения паров бензина на территории АЗС в зависимости от наличия препятствий. Несложно видеть, что образуются зоны превышения ПДК паров бензина ($\text{ПДК}_{\text{м.р.}}=5 \text{ мг/м}^3$ [17]) при заданных граничных условиях.

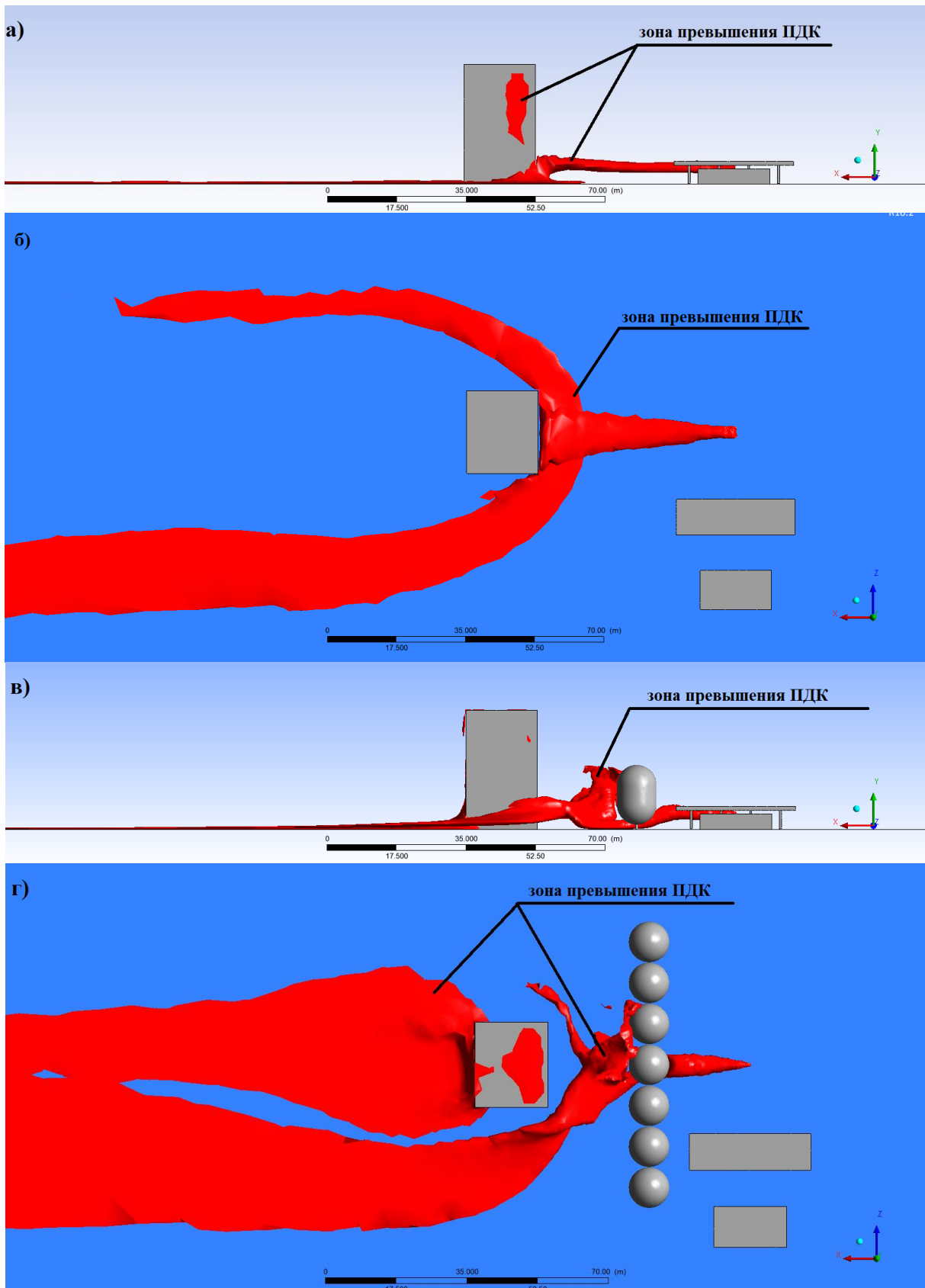


Рисунок 5 – Зоны превышения ПДК паров бензина на территории АЗС и близлежащего дома
а – без преград (вид сбоку); б – без преград (вид сверху); в – с деревьями (вид сбоку);
г – с деревьями (вид сверху)

При рассмотренном расположении АЗС относительно жилого девятиэтажного дома (операторская и ТРК расположены параллельно по отношению к воздушному потоку) и при отсутствии препятствий между дыхательной трубкой и АЗС, мы наблюдаем, что пары бензина двигаясь от дыхательной трубки из резервуара АЗС упираются в наветренную часть дома и скапливаются перед ним. С подветренной стороны дома происходит циркуляция воздушного потока, что не дает скапливаться вредным веществам за зданием. Превышение (в десятки раз) ПДК паров бензина в воздухе происходит только с наветренной части дома на высоте первых двух этажей, за жилым домом превышения ПДК нет (см. рисунок 5 (а,б)).

В связи с этим возникает необходимость применения защитных мероприятий по снижению распространения вредных веществ от АЗС на жилой многоэтажный дом. С этой целью был рассмотрен вариант с расположением между АЗС и жилым домом искусственной преграды (деревьев).

Наличие преграды - деревьев - увеличивает вихревую область между зданием и деревьями и усиливает скорость движения воздушного потока. Очевидно, что ядро вихря, где скорость воздушного потока очень низкая, смещено от жилого дома, в связи с чем область превышения ПДК смещена от здания ближе к деревьям. С подветренной стороны здания скорость ветра стремится к нулю (штиль), продуваемость в зоне аэродинамической тени отсутствует, в связи с этим происходит скопление паров бензина за зданием, что влечет за собой превышение ПДК (см. рисунок 5 (в,г)).

Полученные результаты моделирования выявили необходимость в рассмотрении дополнительных планировок расположения АЗС относительно жилых зданий и создания дополнительных преград между АЗС и жилым домом для создания вихревых движений, что может способствовать рассеиванию вредных веществ от АЗС.

Выводы

На основании результатов численного моделирования можно сделать вывод, что при расположении АЗС в черте городской застройки необходимо в комплексной мере учитывать все факторы, влияющие на распространение вредных веществ от АЗС (расстояние, планировочные решения, наличие препятствий, направление ветра, формы крыши операторской и навеса над ТРК).

Использование численного моделирования позволяет оценивать влияние вредных веществ от источников загрязнения атмосферы АЗС в любой точке и на любом расстоянии и прогнозировать степень влияния на экологическую безопасность города при строительстве АЗС с целью предупреждения негативного влияния АЗС на близлежащую застройку и жизнедеятельность человека.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Полосин И.И., Гармонов К.В. Влияние автозаправочных станций в черте городской застройки на экологическое состояние окружающей среды // Экология промышленного производства. 2014. №1 (85). С.51-59.
2. Нисковская Е.В., Андреева Л.А., Пикула К.С. Влияние автозаправочных станций на атмосферный воздух // Горный информационно-аналитический бюллетень (Научно-технический журнал). 2015. №36. С. 139-145.
3. Щукина Т.В., Гармонов К.В., Жерлыкина М.Н., Кукина О.Б., Покромович Ю.А. Состояние окружающей среды и экологических условий жизнедеятельности населения Воронежской области // Жилищное хозяйства и коммунальная инфраструктура. 2017. №3. С. 84-92.
4. Клепиков О.В. Современное состояние окружающей среды на территории города Воронежа // Инновационная наука. 2015. № 9. С. 36-38.
5. Яременко С.А., Гармонов К.В. Расчет концентрации вредных веществ в нижних слоях атмосферы с использованием теории вентиляционных струй // Вестник МГСУ. 2018. Т.13. № 2 (113). С.222-230.
6. Гармонов К.В. Распространение вредных веществ в нижнем слое атмосферы при неблагоприятных метеорологических условиях // Жилищное хозяйства и коммунальная инфраструктура. 2017. №1-2. С. 36-41.
7. Полосин И.И., Гармонов К.В., Плотников А.В. Моделирование загрязнения окружающей природной среды вредными газообразными выбросами // Экология урбанизированных территорий. 2015. № 1. С. 12-14.
8. Гармонов К.В., Мершиев А.А. Моделирование загрязнения приземного слоя атмосферы аэрозолями пыли при строительстве объектов // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Высокие технологии. Экология. 2015. № 1. С. 217-224.

9. Jaremenko S.A., Garmonov K.V., Sheps R.A. Research of air pollution by dust aerosoling during construction // В сборнике: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering International Conference on Construction, Architecture and Technosphere Safety (ICCATS 2017). 2017. С. 012189
10. Бакаева Н.В., Гармонов К.В., Жерлыкина М.Н. Экспериментальное моделирование распространения вредных веществ, выделяющихся от автозаправочных станций // Жилищное хозяйство и коммунальная инфраструктура. 2018. № 3 (6). С. 71-78.
11. Поддаева О.И., Кубенин А.С., Чуринов П.С. Архитектурно-строительная аэродинамика. Москва: НИУ МГСУ, 2015. 88 с.
12. Федорова Н.Н., Вальгер С.А., Данилов М.Н., Захарова Ю.В. Основы работы в Ansys 17. Москва, ДМК Пресс, 2017. 210 с.
13. СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Москва, Минрегион России, 2012. 108 с.
14. Костарев С.Н., Середа Т.Г., Еланцева Е.Н. Численное моделирование процесса рассеивания загрязнений в атмосфере // Вестник ПНИПУ. Безопасность и управление рисками. 2016. № 4. С. 88-107.
15. Ретгер Э.И. Архитектурно-строительная аэродинамика. Москва, Стройиздат, 1984. 294 с.
16. Скорер Р. Аэродинамика окружающей среды. Москва, Мир, 1980. 549 с.
17. ГН 2.1.6.3492-17. Предельно допустимые концентрации (ПДК) загрязняющих веществ в атмосферном воздухе городских и сельских поселений. Москва, Минздрав России, 2017. 61 с.

Бакаева Наталья Владимировна

ФГБОУ ВО «Юго-западный государственный университет», г. Курск, Россия,
д-р техн. наук, доц., проф. кафедры промышленного и гражданского строительства,
E-mail: natbak@mail.ru

Пилипенко Ольга Васильевна

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел, Россия,
Д-р техн. наук, проф., ректор
E-mail: info@oreluniver.ru

Гармонов Кирилл Валерьевич

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», г. Воронеж, Россия,
старший преподаватель кафедры жилищно коммунального хозяйства,
E-mail: garmonkir@mail.ru

BAKAEVA N.V., PILIPENKO O.V., GARMONOV K.V.

NUMERICAL MODELING OF GAS FLOWS ON THE TERRITORY OF GAS STATIONS AND ANALYSIS OF THEIR INFLUENCE ON THE DEVELOPMENT OF THE AREA

Distribution and influence of harmful substances from gas stations on the nearest building taking into account aerodynamics of wind streams is insufficiently investigated. The study of the process of distribution of harmful substances in situ causes certain difficulties. The authors, based on the previously obtained results of theoretical and experimental studies, performed a numerical simulation of the spread of pollutants released from the gas station, and the analysis of their impact on nearby buildings, taking into account the flowing air flows. The results obtained with the help of numerical simulation make it possible to assess the state of the environment at any point and at any distance from the gas station and to predict the degree of influence of air pollution on the environmental safety of residential buildings in the construction of gas stations. With the help of numerical modeling it is also possible to evaluate the effectiveness of the implementation of planned measures to reduce the negative impact of harmful substances from the gas station.

Keywords: environmental safety of municipal economy, gas station, residential development, aerodynamics of air flows, concentration of harmful substances, numerical modeling.

REFERENCES

1. Polosin I.I., Garmonov K.V. Vliyanie avtozapravochnykh stanciy v cherte gorodskoy zastroyki na ekologicheskoe sostoyanie okruzhayushchey sredy [Influence of gas stations in the city construction on the ecological state of the environment] *Ekologiya promyshlennogo proizvodstva*. 2014. No. 1 (85). Pp. 51-59. (rus)
2. Niskovskaya E.V., Andreeva L.A., Pikula K.S. Vliyanie avtozapravochnykh stanciy na atmosfernyy vozduh [The impact of gas stations on the air] // *Gornyy informacionno-analiticheskiy byulleten' (Nauchno-tekhnicheskiy zhurnal)*. 2015. No. 36. Pp. 139-145. (rus)
3. Schukina T.V., Garmonov K.V., Zherlykina M.N., Kukina O.B., Pokromovich Yu.A. Sostoyanie okruzhayushchey sredy i ekologicheskikh usloviy zhiznedeyatel'nosti naseleniya Voronezhskoy oblasti [The state of the environment and en-

- vironmental conditions of the population of the Voronezh region] *Zhilishchnoe hozyaystva i kommunal'naya infrastruktura*. 2017. No. 3. Pp. 84-92. (rus)
4. Klepikov O.V. Sovremennoe sostoyanie okruzhayushchei sredy na territorii goroda Voronezha [The current state of the environment in the city of Voronezh] *Innovacionnaya nauka*. 2015. No. 9. Pp. 36-38. (rus)
 5. Jaremenko S.A., Garmonov K.V. Raschet koncentracii vrednyh veshchestv v nizhnih sloyah at-mosfery s ispol'zovaniem teorii ventilyacionnyh struy [Calculating the concentration of harmful substances in the lower atmosphere using the theory of ventilation jets] // *Vestnik MGSU*. 2018. No. 2 (113). Pp. 222-230. (rus)
 6. Garmonov K.V. Rasprostranenie vrednyh veshchestv v nizhnem sloe atmosfery pri neblago-priyatnyh meteorologicheskikh usloviyah [Distribution of harmful substances in the lower atmosphere under adverse weather conditions] *Zhilishchnoe hozyaystva i kommunal'naya infrastruktura*. 2017. No. 1-2. Pp. 36-41. (rus)
 7. Polosin I.I., Garmonov K.V., Plotnikov A.V. Modelirovanie zagryazneniya okruzhayushchey prirodnoy sredy vrednymi gazoobraznymi vybrosami [Modeling of environmental pollution by harmful gaseous emissions] *Ekologiya urbanizirovannykh territoriy*. 2015. No. 1. Pp. 12-14. (rus)
 8. Garmonov K.V., Mershchiev A.A. Modelirovanie zagryazneniya prizemnogo sloya atmosfery ae-rozolyami pyli pri stroitel'stve ob'ektov [Modeling of pollution of the surface layer of the atmosphere by dust aerosols in the construction of facilities] *Nauchnyy vestnik Voronezhskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. Seriya: Vysokie tekhnologii. Ekologiya*. 2015. No. 1. Pp. 217-224. (rus)
 9. Jaremenko S.A., Garmonov K.V., Sheps R.A. Research of air pollution by dust aerosoling during construction *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering International Conference on Construction, Architecture and Technology Safety (ICCATS 2017)*. 2017. Pp. 012189
 10. Bakaeva N.V., Garmonov K.V., Zherlykina M.N. Eksperimental'noe modelirovanie raspro-straneniya vrednyh veshchestv, vydelyayushchih-sya ot avtozapravochnykh stanciy [Experimental modeling of the spread of harmful substances released from gas stations] *Zhilishchnoe hozyaystva i kom-munal'naya infrastruktura*. 2018. No. 3 (6). Pp. 71-78. (rus)
 11. Poddaeva O.I., Kubenin A.S., Churin P.S. Arhitekturno-stroitel'naya aerodinamika [Architectural and construction aerodynamics]. Moskva: NIU MGSU, 2015. 88 p. (rus)
 12. Fedorova N.N., Val'ger S.A., Danilov M.N., Zaharova Yu.V. Osnovy raboty v Ansys 17 [Basics of working in Ansys 17] Moskva, DMK Press, 2017. 210 p. (rus)
 13. SP 131.13330.2012. Stroitel'naya klimatologiya [Construction climatology]. Moskva, Minregion Rossii, 2012. 108 p. (rus)
 14. Kostarev S.N., Sereda T.G., Elanceva E.N. Chislennoe modelirovanie processa rasseivaniya zagryaznenij v atmosphere [Numerical simulation of the process of dispersion of pollution in the atmosphere] *Vestnik PNIPU. Bezopasnost' i upravlenie riskami*. 2016. No 4. Pp. 88-107. (rus)
 15. Retter E.I. Arhitekturno-stroitel'naya aehrodinamika [Architectural and construction aerodynamics]. Moskva, Strojizdat, 1984. 294 p. (rus)
 16. Skoror R. Aehrodinamika okruzhayushchej sredy [Aerodynamics of the environment]. Moskva, Mir, 1980. 549 s. (rus)
 17. GN 2.1.6.3492-17. Predel'no dopustimye koncentracii (PDK) zagryaznyayushchih veshchestv v atmosferom vozduhe gorodskih i sel'skih poseleniy [Maximum permissible concentrations (MPC) of pollutants in the air of urban and rural settlements]. Moskva, Minzdrav Rossii, 2017. 61 p. (rus)

Bakaeva Natalia V.

Southwest state University, Kursk, Russia,
doctor in tech. sc., docent., prof. of the dep. of civil and industrial engineering
E-mail: natbak@mail.ru

Pilipenko Olga V.

Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia,
Dr. tech. sciences, prof., rector
E-mail: info@oreluniver.ru

Garmonov Kirill V.

Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia,
senior lecturer of the dep. of housing and communal services
E-mail: garmonkir@mail.ru

УДК 711.4

БОНДАРЕНКО И.А.

АРХИТЕКТУРА КАК ИСКУССТВО БЛАГОУСТРОЙСТВА ПРИРОДНОЙ СРЕДЫ

В статье обосновывается версия зарождения архитектуры в процессе освоения человеком дикой природы, нахождения в ней наиболее благоприятных для его жизни участков и посильного обустройства их. В древности люди поклонялись силам природы и не чувствовали себя хозяевами на земле. Впоследствии обширные завоевания и создание огромных монархических государств вселило веру в могущество человека. Великие монотеистические религии стимулировали утверждение универсального антропоцентрического мышления. А когда пришло Новое время с его научными открытиями и техническими достижениями, человек возгордился. Причиной многих трудноразрешимых проблем современной цивилизации стало потребительское отношение к ресурсам Земли и ее биосферы. Автор приходит к заключению о необходимости возвращения на новой основе к исконным традициям природопочитания, что должно изменить к лучшему менталитет общества и способствовать преодолению кризисных явлений в современном градостроительстве и архитектуре.

Ключевые слова: *Природа, архитектура, градостроительство, благоустройство, среда жизнедеятельности, биосфера, ресурсо- и энергосбережение, гармонизация естественного и искусственного.*

Сегодня, обитая по большей части в городах, люди ощущают оторванность от природы, дефицит общения с ней. Архитектура создает искусственное окружение, качественно отличное от естественного, обделенное его трепетным обаянием. Остроту проблемы стараются смягчить ландшафтные архитекторы. Однако, скверов и цветников явно недостаточно.

Мало того, что современные города отчуждены от естественного окружения, они, к тому же, представляют реальную угрозу для него. Они растут, подавляя природные ландшафты, и источают загрязнения. Идеи городов-садов, зеленоградов и экопоселений так и не смогли стать панацеей от тех бед, что породил общий градостроительный бум XX в.

Моя мысль состоит в том, что нам надо не только санировать сложившиеся города, заботиться об экологии, внедрении нормативов зеленого строительства и т.п. Надо разобраться в причинах произошедшего и постараться пересмотреть мешающие нам стереотипы архитектурно-градостроительной деятельности.

В первую очередь, хочу обратить внимание на избитый лозунг: "Все во имя человека, все на благо человеку". Считается, что дело портит фактическое подавление гуманизма технократическим прагматизмом. Однако, не все так просто. Сам гуманизм, поднятый на щит в эпоху Ренессанса, обернулся в Новое и Новейшее время, по мере все большего замещения сакральных ценностей профанными, эгоцентрическим самодовольством и корыстным прагматизмом, достигшим своей кульминации в менталитете общества потребления.

То, что человек - венец творения, было сказано давно. Испокон веков люди проводили параллели между человеком - микрокосмом и мифологическим первочеловеком, обожествленным первопредком, символизировавшим вселенную - Макрокосм [1. С. 171-184; 253-266]. Но уподобление мира гигантскому человеку предопределяло совсем иное отношение к природе, нежели то, что бытует у нас сегодня. Земля - тело такого первосущества, скалы - его кости, реки - жилы, растительность - волосы, небо - череп, светила небесные - очи, туманы - дух и т.п. [2. С. 66-67]. Ясно, что отношение ко всему этому не могло не быть взволнованно-сакраментальным. Особой стойкостью отличалось почитание земли как матери, а неба как отца. До нас дошло не мало преданий о небе и земле как начальной супружеской паре, породившей все сущее в этом мире [3. С. 49-50].

Человек в такой мировоззренческой парадигме никак не мог мнить себя полновластным хозяином даже своей малой родины. Он находился во власти природы, ее зримых и незримых сил, добрых и злых духов, богов и демонов. Он взывал к ним, приносил жертвы и произносил заклинания. Умершие предки становились заступниками и покровителями живущих сородичей на "том свете". Это обнадеживало и усиливало человека в его борьбе за существование на этом - "белом свете".

А здесь, действительно, шла борьба за существование, за жизнь против смертельных угроз и опасностей, порожденных той же землей и тем же небом, а особенно их чудовищными отпрысками, о которых повествуют многие мифы народов мира [4. С. 17-21]. Греющий душу образ вселенской идиллии ушел в прошлое вместе с языческим Золотым веком и библейским Едемом, вынужденно покинутым согрешившими Адамом и Евой.

Вот тогда и возникла архитектура, когда человеку понадобилось защищаться и обустроиваться на этой грешной земле. Все дело в утрате райского состояния и стремлении хотя бы отчасти вернуться к нему. Человек должен был отыскивать благоприятные места и чураться мест губельных, где господствуют злые духи. Нужно было уметь не только различать эти места, но и защищать их границы, ибо и духи, и хищные звери, и враждебные человеческие сообщества обладали известной подвижностью. Это делало людей чрезвычайно чуткими, настороженными, умеющими находить в окружающей среде малейшие признаки благополучия и неблагополучия.

При этом в древнейшей пантеистической картине мира добро и зло оказывались категориями относительными. Хорошо бывает на своей земле, плохо - на чужбине. И всегда надо задабривать гневные силы, приносить им жертвы и заручаться, тем самым, их благосклонностью. И еще: посредством магических ритуалов вступать с ними в своего рода договорные отношения. Вот откуда взялось выражение "взять Бога за бороду". В христианское время рудименты таких языческих договоров-заклятий сохранялись, например, в известных народных обрядах "наказания икон" [5. С. 182-186]. Логика тут была такова: почему же нас постигают несчастья - засуха, голод, эпидемии, если мы исправно поклоняемся нашим святым заступникам? Значит они перестали выполнять свою миссию, и их пора призвать к порядку! Если же ничто не помогает, остается думать о наказании свыше за грехи наши тяжкие.

Краткий экскурс в очень непростую сферу древней духовной культуры понадобился для того, чтобы прояснить изначальные импульсы и резоны архитектурной деятельности, всегда несущей с собой более или менее волевые конструктивные преобразования. Заручившись поддержкой незримых сил, строитель старался благоустроить избранное место, дабы закрепить его позитивные свойства и воспрепятствовать возможной эрозии и порче. Таким образом, он угождал своему божеству-покровителю, чтобы тот не оставил его.

Все начиналось с культивирования земли - расчистки ее, выравнивания, удобрения, орошения, в ответ на что ожидалась ее благодарность заботливому насельнику. Для поселений использовалась, прежде всего, естественная защита в виде рек, оврагов и круч. Строительное искусство заключалось поначалу лишь в приспособлении рельефа местности и небольших дополнениях к нему. Древнейший культ земли, надо полагать, и положил начало формированию понятия культуры. Культивирование означало очищение, воспевание, окультуривание.

Важнейшей творческой акцией человека, укореняющегося на своей, становящейся родной, земле, было создание святилища, и тем более, строительство храма как дома, где мог бы останавливаться и пребывать Бог, хотя бы во время коллективных молебнов. Вполне естественно то благоговение, с которым возводили, а потом содержали и использовали это сооружение. Без такого искреннего благоговения, без работы с полной отдачей, на совесть, невозможно было и думать об успехе дела. Вот, почему нас восхищают древние культовые постройки и комплексы. Они нарушали девственные ландшафты, преобразовывали их, но всегда с высокими целями облагораживания и старательного, любовного украшения.

С приходом великих монотеистических религий вопрос об извечной борьбе добра и зла стал приобретать новое звучание. Бог един, и Он несет абсолютное благо. А зло относительно и проходяще. Отцы церкви делали заключение о том, что зла вообще нет как субстанции. Оно

возникает лишь от недостатка добра в силу намеренного Божьего попустительства [6. С. 69-72]. Важнейшим постулатом стало утверждение принципиального неравенства сил света и тьмы, Бога-творца и дьявола-разрушителя. Поклоняться следует одному только Господу, но не его созданиям, даже самым высшим и близким к Нему, не говоря уж о возгордившемся и отпавшем Сатанаиле [Откр. 19.10].

Не следует думать, что вчерашним язычникам была чужда эта идея. В народе долгое время сохранялись старые верования и обычаи, имели место и дуалистические учения, наподобие богомильского, официально признанного еретическим. Тем не менее, в дохристианской культуре улавливается предрасположенность к выстраиванию определенного приоритета благостных сил света, чистоты, правды, порядка и чести над силами тьмы, кривды, хаоса и бесчестия.

В качестве примера достаточно упомянуть серию русских фольклорных быличек, повествующих о том, как Бог сотворял мир, а завидовавший ему черт, подсматривая и подражая, все делал плохо и только портил [7. С. 453-457]. Именно этой неумелостью и порчей обязаны своим происхождением рытвины, буераки, горы с остроконечными вершинами (называвшимися "чортовыми городищами" [8. С. 614]), а также вредные, "нечистые" животные. Все это вполне соотнобразуется с библейской историей изгнания из рая первых людей и проклятия искусившего их змея, принужденного с тех пор "ходить на чреве своем" [Быт. 3.14] (то есть без ног и без рук).

Сказанное позволяет прояснить мотивы благоустроительной деятельности человека на Земле, становившейся, вслед за миссионерской, все более и более активной и масштабной. Уверенность в своей правоте давала силы успешным правителям покорять обширные территории. Еще античные греки и римляне кичились своей цивилизованностью перед презренными варварами и всюду насаждали ее. Христиане и мусульмане пошли дальше, считая своим долгом крушить старые культы и переосвящать земли, что сопровождалось демонстративным отрицанием действительности традиционных обрядов и обычаев. Вслед за идолами были повергнуты боги и духи гор и ущелий, долин и полей, рек и озер, почитавшихся камнями и деревьями. Еще долгое время люди со многим не могли распрощаться, но по большому счету преображение картины мира состоялось.

Характерна в этом отношении одна оговорка, зафиксированная в описании архаического обычая нахождения места, пригодного для строительства дома. Речь идет о хороших и плохих знаках, позволяющих надеяться на благополучие или предупреждающих о грядущих несчастьях. Во втором случае надо избегать этого участка места и переходить на другое. Однако в отношении Красного - святого угла избы допускается исключение на том основании, что божественная сила, заключенная в нем, способна преодолеть все дурные потенции места - "всякую вражескую силу" [9. С. 156].

Христиане верили, что духовной силой молитвы и креста дьявол может быть притеснен и изгнан далеко за пределы человеческих поселений. Лишать его власти, отбирать у него владения и очищать, тем самым, землю от скверны считалось делом святым и спасительным. Это открывало перспективы все более широкого благоустройства городов и посадов, деревень и сельскохозяйственных угодий. Митрополит Иларион уже в XI веке сформулировал мысль о распространении новозаветной "Благодати" на всю Русскую землю [10]. А в позднесредневековый период стало употребимым знаменательное словосочетание "Святая Русь".

И все же, в эпоху Средневековья и христиане, и мусульмане, при всем своем религиозном рвении, хорошо осознавали несовершенство этого мира, заведомую неполноту и фрагментарность воплощения в нем божественных идеалов, которые откроются избранным только в жизни будущей. Ситуация стала стремительно изменяться с приходом Нового времени, когда просвещенные монархи ощутили неограниченные возможности утверждения своей абсолютистской власти и наведения абсолютного порядка на вверенных им территориях, в этой, земной жизни, здесь и сейчас. Во всяком случае, очень скоро и навсегда. Конечно, это было утопией, но весьма стойкой и действенной.

Королевские проекты породили небывалый расцвет градостроительного искусства. Это новое искусство недаром отличалось артистической регулярностью: оно было проникнуто мечтой о достижении абсолютной гармонии, такой гармонии, которая не допускает ничего ни прибавить, ни убавить. Давняя традиция требовала выделения наибольшей слаженностью и красотой только главных частей построек и комплексов. Задним, хозяйственным дворам не нужно и не положено было равняться с передними, парадными и чистыми. Теперь же все стало сливаться в единое архитектурно-художественное целое, прекрасное во всех отношениях, отрисованное во всех деталях, композиционно и стилистически совершенное, а вместе с тем, ранимое и хрупкое как хрустальная ваза.

Иными словами, на смену посильному благоустройению конкретного земного участка с учетом его естественной морфологии и местоположения пришло стремление низвести на него предвечную, абсолютную гармонию небес. Понятно, что в реальности многое продолжало жить по старинке, но в идеале картина мира претерпела метаморфозу. Эпопея перепланировки российских городов и сел на регулярной основе - ярчайшее свидетельство тому.

Небо как-будто опустилось на землю, чтобы преобразить ее. Свет разума и духовности дарован человечеству свыше. Им должно просвящаться все низменное, то есть земное - хтоническое, темное и инертное. Похоже, что пришли, действительно, последние времена, когда земля вот-вот и будет очищена полностью. Такой настрой сподвиг людей на новые большие свершения. При этом города как очаги цивилизации стали все более противопоставляться не только дикой, но и обжитой пейзажной природе. Вот, откуда появилось знаменитое корбюзийское противопоставление прямого рационального пути витиеватой дороге ослов. Основания для такого противопоставления можно обнаружить и в древности. Имеются ввиду легкие воздушные перемещения олимпийских богов по кратчайшим прямым траекториям и трудные витиеватые пути с препятствиями земных героев, а тем более, простых обывателей. Можно сказать, что регулярные решетки городских улиц истари способствовали уподоблению горожан небожителям.

В эпоху капитализма подобного рода сакраментальные смыслообразы стали казаться глубоко архаичными и переместились на периферию сознания. К тому же, с ними как с суевериями стали беспощадно бороться.

Человека восхитили перспективы научно-технического прогресса, и он возгордился. Он забыл многие древние истины и заповеди и предпочел им свободу своего субъективного творчества. Небывалые успехи в деле использования природных ресурсов и масштабные преобразования всей жизненной среды вскружили ему голову.

Сейчас приходит время разочарования в содеянном. Но брать на себя вину и каяться никто не хочет. По-прежнему архитекторы, в основном, озабочены удовлетворением человеческих нужд и прихотей за счет притеснения природы. Есть у природы и защитники, но силы сопротивления явно уступают силам агрессии. Ставится вопрос об усилении взаимодействия, интеграции архитектуры и природы. Однако человек хочет остаться в выигрыше, и потому здесь остается немалая доля лукавства. Некоторое время назад делалось остроумное предложение придать Земле статус юридического лица с тем, чтобы обуздать эксплуатацию ее ресурсов. Это могло бы принести пользу, если только без злоупотреблений, во что плохо верится. Вместе с тем, встает вопрос: справедливым ли является уравнивание в правах планеты и ее обитателей, обязанных ей самой своей жизнью?

Я прихожу к выводу о том, что человеку пора становиться скромнее и настороженнее по отношению к природе, которая весьма ранима. Она кажется пассивной и безропотной, но до поры, до времени. Масса новых исследований и потрясающих научно-популярных фильмов меняют парадигму общественного сознания и в определенном смысле возвращают нас к давно забытому старому. Актуализируются заповеди жить на земле, хранить истину, возделывать вверенный нам "виноградник", беречь и не портить землю. Такие мысли содержатся и в Ветхом завете, и в Евангелиях, и в Коране. В буддизме и в других восточных религиозных учениях культ природы звучит еще сильнее.

Я далек от призывов вернуться к первобытности. Я ценю удивительные достижения цивилизации и уповаю на новые. Но надо не забывать об источниках жизни истинной, не за- таптывать их, а почаще припадать к ним. Резюме получается такое: человек должен не преоб- разовывать землю под свои нужды и прихоти, а всемерно культивировать, благоустраивать ее, исходя из присущих ей возможностей и потребностей. Не надо принуждать природу к диалогу и интеграции с чуждой ей архитектурой. Уважительное отношение к природе требует опреде- ленного дистанционирования от нее. Нельзя покушаться на ее самостоятельность. Нехорошо выглядят попытки принудить живую растительность благоухать там, где ей это не свой- ственно. Создается впечатление, будто наша искусственная инженерно–строительная среда расставляет ловушки и капканы для среды естественной, безропотно попадающей в плен.

На самом деле, требуется не зоосад на потеху публике, и не гламурный иллюзионизм, а нечто совершенно иное. Человек со всеми своими знаниями и умениями должен верой и прав- дой служить природе. Его святой обязанностью является забота о благополучии земли и ее биосферы. Экологи и биологи понимают это, архитекторы же при всех своих амбициях оста- ются за малым исключением в сфере услуг. Очевидно, должны измениться общественная мо- раль и условия заказа.

Первейшая наша задача - обеспечить мирное, бесконфликтное сосуществование архи- тектуры и природы. Гармония не допускает насилия. В этом отношении представляется до- вольно удачным найденное В.А. Ильичевым словосочетание "биосферная совместимость" [11]. Правда, остается угроза того, что под разговоры о ней человек сочтет возможным еще более активно проникать со своим многоэтажным строительством и в пустыни, и в джунгли, навязывая им свою небескорыстную дружбу. Надо осознать ту опасность, которая проистекает от нарушения установленных границ.

Только когда будет обеспечена взаимная безопасность, уйдет агрессия и установятся доверительные добрососедские отношения, возможной станет и более тесная интеграция, вза- имное, добровольное и даже любовное движение навстречу друг другу. Природа при этом останется почти той же, а вот архитектура, как подсказывает логика, станет совсем другой.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Холл Мэнли Палмер. Энциклопедическое изложение масонской, герметической, каббалистической и розенкрейцеровской символической философии. Интерпретация секретных учений, скрытых за ритуалами, алле- гориями и мистериями всех стран. СПб., 1994. 792 с.
2. Федотов Г. Стихи духовные (Русская народная вера по духовным стихам). М., 1991. 192 с.
3. Рак И.В. Мифы Древнего Египта. СПб., 1993. 270 с.
4. Кун Н.А. Легенды и мифы Древней Греции. М., 1954. 451 с.
5. Успенский Б.А. Филологические разыскания в области славянских древностей (Реликты язычества в восточнославянском культе Николая Мирликийского). М., 1982. 245 с.
6. Лосский В.Н. Очерки мистического богословия Восточной церкви // Богословские труды. М., 1972. Вып. 8. С. 69-72.
7. Народная проза / Сост., вступ. ст., подгот. текста и коммент. С.Н. Азбелева. 606 с.
8. Мурзаев Э.М. Словарь народных географических терминов. М., 1984. 654 с.
9. Байбурин А.К. Ритуал в традиционной культуре. Структурно-семантический анализ восточнославян- ских обрядов. СПб., 1993. 240 с.
10. Митрополит Иларион. Слово о Законе и Благодати / Пер. В. Дерягина // Альманах библиофила. М., 1989. Вып. 26: Тысячелетие русской письменной культуры: (988-1988). С. 155-199.
11. Ильичев В.А. Принципы преобразования города в биосферосовместимый и развивающий человека // Градостроительство. 2009. № 3. С. 20-30.

Бондаренко Игорь Андреевич

Филиал ФГБУ «ЦНИИП Минстроя России» Научно-исследовательский институт теории и истории архитектуры и градостроительства, г. Москва, Россия,
Академик РААСН, доктор архитектуры, профессор,
E-mail: igor.bondarenko.54@mail.ru

BONDARENKO I.A.

ARCHITECTURE AS ART IMPROVEMENT OF NATURAL ENVIRONMENT

The article substantiates the version of the origin of architecture in the process of human exploration of the wild nature, finding in it the most favorable for his life sites and feasible arrangement of them. In ancient times, people worshiped the forces of nature and did not feel themselves masters of the earth. Subsequently, extensive conquests and the creation of huge monarchist states inspired faith in the power of man. The great mono-theistic religions stimulated the affirmation of universal anthropocentric thinking. And when the New time came with his scientific discoveries and technical achievements, the man became proud. The cause of many intractable problems of modern civilization has become a consumer attitude to the resources of the Earth and its bio-sphere. The author comes to the conclusion about the need to return on a new basis to the original traditions of nature, which should change for the better the mentality of society and help to overcome the crisis phenomena in modern urban planning and architecture.

Keywords: Nature, architecture, urban planning, improvement, living environment, biosphere, resource and energy saving, harmonization of natural and artificial.

REFERENCES

1. Kholi Menli Palmer. Entsiklopedicheskoye izlozheniye masonskoy, germeticheskoy, kabbalisti-cheskoy i rozenkrejtserovskoy simvolicheskoy filosofii. Interpretatsiya sekretnykh ucheniy, skrytykh za ritualami, allegoriyami i misteryami vseh stran [An encyclopedic presentation of Masonic, Hermetic, Kabbalistic and Rosicrucian symbolic philosophy. Interpretation of secret teachings hidden behind the rituals, allegories and mysteries of all countries]. Saint Petersburg, 1994. 792 p. (rus)
2. Fedotov G. Stikhi dukhovnyye (Russkaya narodnaya vera po dukhovnym stikham) [Spiritual Poems (Russian Folk Faith in Spiritual Verses)]. Moscow, 1991. 192 p. (rus)
3. Rak I.V. Mify Drevnego Yegipta [Myths of Ancient Egypt]. Saint Petersburg, 1993. 270 p. (rus)
4. Kun N.A. Legendy i mify Drevney Gretsii [Legends and myths of ancient Greece]. Moscow, 1954. 451 p. (rus)
5. Uspenskiy B.A. Filologicheskiye razyskaniya v oblasti slavyanskikh drevnostey (Relikty yazy- chestva v vostochnoslavyanskom kul'te Nikolaya Mirlikiyskogo) [Philological investigations in the field of Slavic antiquities (Relics of paganism in the Eastern Slavic cult of Nikolai from Myra, Lycia)]. Moscow, 1982. 245 p. (rus)
6. Losskiy V.N. Ocherki misticheskogo bogosloviya Vostochnoy tserkvi [Essays on the mystical theology of the Eastern Church]. *Bogoslovskiy trudy*. 1972. Vol. 8. Pp. 69-72. (rus)
7. Narodnaya proza / Sost., vstup. st., podgot. teksta i komment. S.N. Azbeleva [Folk prose / Comp., Int. Art., Prepared text and comments. S.N. Azbeleva]. 606 p. (rus)
8. Murzayev E.M. Slovar' narodnykh geograficheskikh terminov [Dictionary of folk geographical terms]. Moscow, 1984. 654 p. (rus)
9. Bayburin A.K. Ritual v traditsionnoy kul'ture. Strukturno-semanticheskiy analiz vostochnoslavyanskikh obryadov [Ritual in traditional culture. Structural and semantic analysis of East Slavic rites]. Saint Petersburg, 1993. 240 p. (rus)
10. Mitropolit Ilarion. Slovo o Zakone i Blagodati (Per. V. Deryagina) [Word of Law and Grace (Trans. V. Deryagina)] *Al'manakh bibliofila*. 1989. Vol. 26: Tysyacheletniye russkoy pis'mennoy kul'tury [The Millennium of Russian Written Culture]: (988-1988). Pp. 155-199. (rus)
11. Il'ichev V.A. Printsipy preobrazovaniya goroda v biosferosovmestimyy i razvivayushchiy che-loveka [Principles of transformation of the city into a biosphere-compatible and developing person]. *Gradostroitel'stvo*. 2009. No 3. Pp. 20-30. (rus)

Bondarenko Igor A.

Branch of the FSBI "TsNIIP Ministry Russia" Research Institute of Theory and History of Architecture and Urban Planning, Moscow, Russia,
Academician of RAACS, Doctor of Architecture, Professor,
E-mail: igor.bondarenko.54@mail.ru

УДК 72.035.5

ГУРЬЕВ Г.С., ЕНИН А.Е.

КУЛЬТУРНО-ИСТОРИЧЕСКИЙ И СОЦИАЛЬНО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ КОНТЕКСТ РАЗВИТИЯ ВОРОНЕЖСКОЙ АРХИТЕКТУРЫ СЕРЕДИНЫ XIX – НАЧАЛА XX ВЕКА

Рассматриваются особенности и условия, в которых развивалась воронежская архитектура середины XIX – начала XX веков. Анализ исторического, социально-экономического и общекультурного контекста дает возможность в более широком диапазоне определить истоки и природу зарождения эклектизма и дальнейшей стилистической трансформации архитектуры на примере провинциального города Воронеж. Фактический материал раскрывает панорамную картину рассматриваемого исторического периода и эволюционных процессов в архитектуре Воронежа середины XIX – начала XX веков.

Ключевые слова: *эклектика, модерн, русский стиль, социально-экономические, культурно-исторические условия.*

Введение. Архитектура, раскрывая свою образность, структуру и особенности в присутствующую ей историческую эпоху, находится на средоточии социально-политических, экономических и культурно-исторических подсистем общества. Исследование эволюционных процессов в архитектуре, стилистических изменений и региональных особенностей архитектуры должно базироваться на системном методе исследования, в контексте исторических, социально-экономических, художественных и общекультурных условий, которые сформировали «среду» своего возникновения и дальнейшего развития [1]. Воронеж второй половины XIX - начала XX веков, обладая своеобразием архитектурного облика города, является составной частью российской архитектуры этого периода, и во многом имеет сходные черты с архитектурой других губернских городов центральной России, а также Москвы и Петербурга. Для детального изучения и определения исторических и социально-экономических условий и особенностей развития архитектуры Воронежа второй половины XIX - начала XX веков в этих условиях, был использован фактический материал из Памятных книжек Воронежской губернии за 1856-1917 гг. [2]. Анализ статистических данных более чем из сорока архивных документов, исторических и литературных источников, дал возможность объективно оценить количественный и качественный уровень демографических и миграционных процессов, темпы и объемы строительства жилых и общественных зданий, промышленных предприятий, заводов и фабрик, определить рост культурного уровня населения Воронежа, сделать важные выводы и обобщения относительно особенностей развития воронежской архитектуры рассматриваемого периода.

Анализ и результаты исследования. Переломный момент в истории России, вторую половину XIX века, принято считать с 1861 года, когда император Александр II издал манифест, упразднивший крепостное право в Российской империи. В марте 1861 года в Воронеже было официально объявлено об отмене крепостного права. Однако, крестьянская реформа Александра II, дав крестьянам личную свободу, расслоила крестьянское общество на более зажиточных, способных выкупить у помещиков земельные наделы, и крестьянскую бедноту, которые не в состоянии были выкупить землю. Как следствие – массовая миграция крестьянской бедноты в города. (Рис. 1).

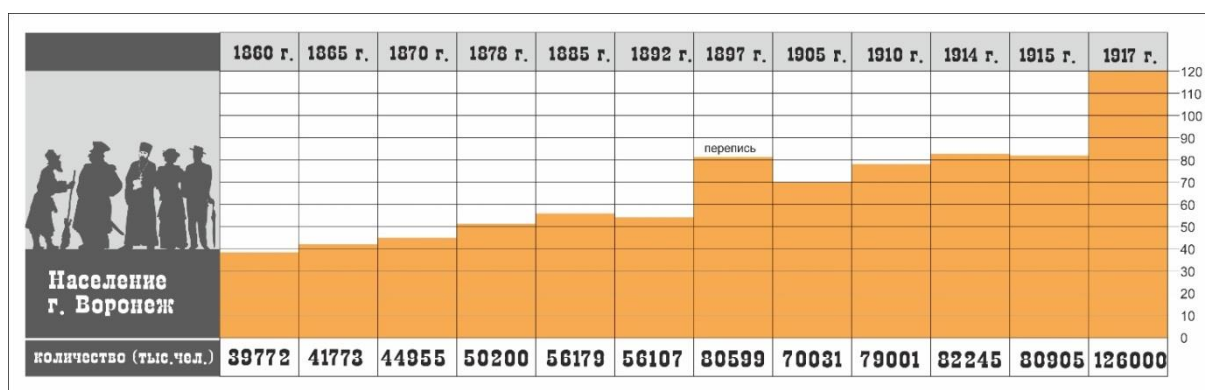


Рисунок 1 - Численность жителей города Воронеж (без пригородных слобод) за период с 1860 по 1917 гг. (на основе анализа статистических данных Памятных книжек Воронежской губернии за 1860-1915 гг.)

Дешевая рабочая сила способствовала быстрому развитию промышленности города. В этот период в Воронеже, после длительной экономической стагнации, начинается бурный подъем промышленного производства и строительства заводов, фабрик, особняков и доходных домов, общественных, административных, торговых зданий, банков, учебных и больнично-благотворительных учреждений. На развитие нового капиталистического уклада экономики Воронежа в последней трети XIX - начале XX вв. значительно повлияли перемены в численности и составе купеческого сословия. Источниками увеличения численности воронежского купечества были зажиточные крестьяне, мещане и купцы из уездов Воронежской губернии и других городов Российской империи [3]. По отчету воронежского губернатора в 1870 г. в Воронежскую губернию переселились 254 человека, из них 46 купцы [4]. Численность купеческого сословия не всегда претерпевало стабильный рост, например, в 1878 году оно сократилась, вследствие миграционных процессов (Рис. 2).

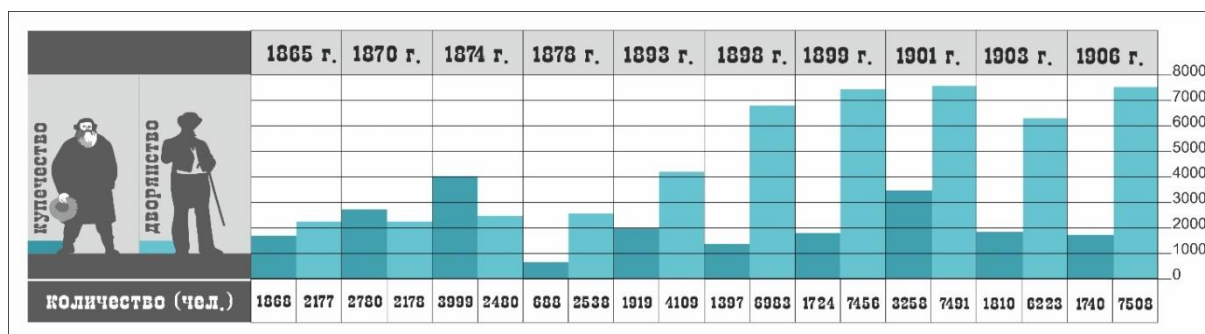


Рисунок 2 - Численность дворянского и купеческого сословий в г. Воронеж за период с 1865 по 1906 гг. (на основе анализа статистических данных Памятных книжек Воронежской губернии за 1865-1906 гг.)

Воронежское купечество, в подавляющей своей массе выходцев из крепостного крестьянства, местных торговцев и промышленников с необычной силой охватил дух предпринимательства. «Купечеством было положено начало процессу своеобразного слияния, синтеза европейской образованности с коренными началами русской народности, с национальными началами русской жизни и русской культуры. Именно деятельность купечества во всем ее многообразии – в области экономики, торговли, просвещения, строительства, его меценатство и благотворительность – сделала возможным распространение культуры европейского типа за рамки дворянского сословия» [5, с. 149]. Оформившееся в 40-х годах XIX века религиозно-философское славянофильское воззрение, провозглашавшее христианское учение, как духов-

ное начало русского народа, объединило славянофильски настроенное дворянство с переживающим период подъема национального самосознания русским купечеством. Союз представителей двух сословий России был направлен на социальные преобразования и устремленность в политическую, социальную, общественную и предпринимательскую деятельность. Славянофильские настроения и культурная программа купечества стали главным импульсом обращения к архитектуре, произведения которой могут в полной мере стать воплощением своеобразия национальной культуры и символом национальной идеи. «Купцы выступают в качестве покровителей русского стиля, заказчиков сооружений в русском стиле [5, с. 156]. Во многом, благодаря купечеству, русский стиль распространился в гражданском зодчестве. Многие здания, построенные в Воронеже во второй половине XIX в., имеют в своем архитектурном облике черты русского стиля (Рис. 3).

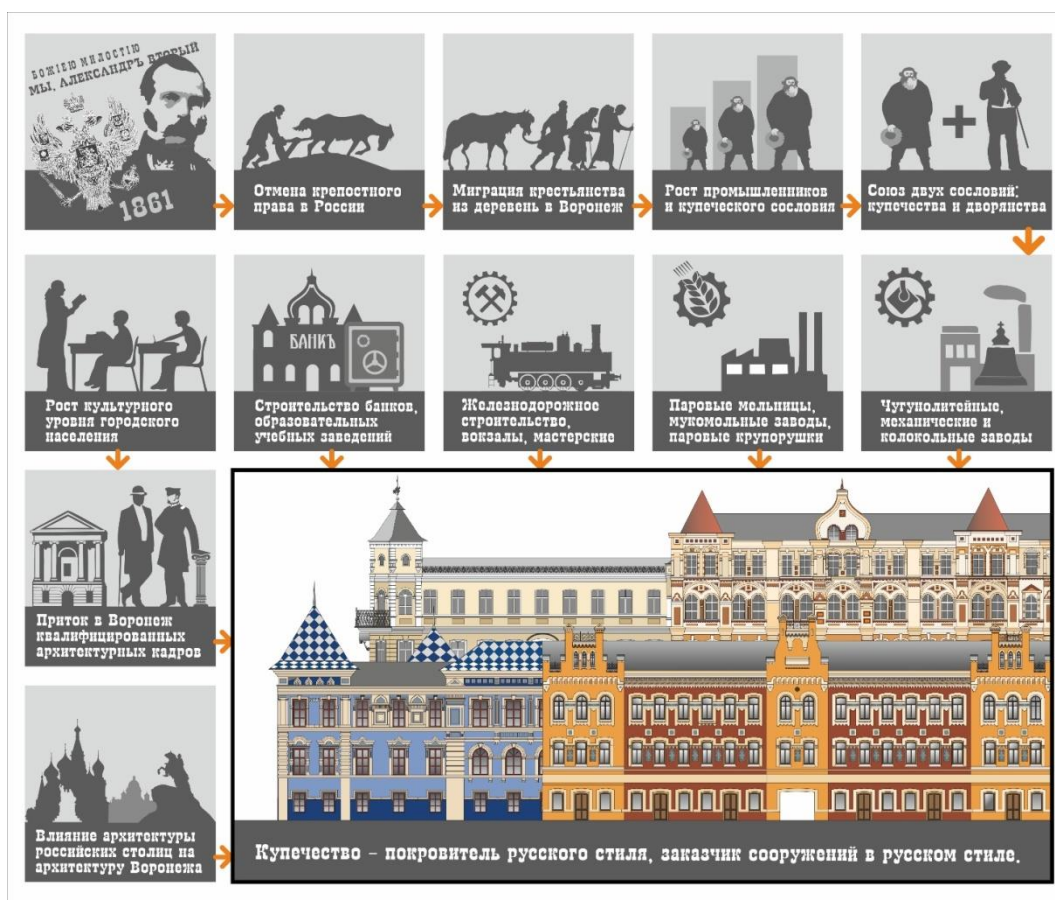


Рисунок 3 – Формирование стилистических особенностей архитектуры Воронежа середины XIX-начала XXвв. в контексте культурно-исторических и социально-экономических условий

Заводы, промышленные предприятия и фабричные комплексы сооружались с учетом исторически сложившегося плана города, в основном на окраинах Воронежа (Рис. 4).

Сегодня, эти немногие памятники промышленной архитектуры, сохранившиеся до наших дней, находятся в историческом центре города, в тех местах, которые в середине XIX века были окраиной Воронежа.

В 1869 году в Воронеже был построен сталелитейный механический завод Вильгельма Столля, выпускавший оборудование для сахарной и мукомольной промышленности, паровые котлы и плуги для возделывания земли. В конце века строится завод Иванова и Веретенникова, чугунолитейный завод Гусмана, Казенный Винный склад. В 1914 году из Риги в Воронеж был эвакуирован машиностроительный завод «Рихард Поле», строятся паровые мельницы, крупорушки, колокольные, чугунолитейные, кирпичные и кафельные заводы. В целом, наблюдается значительный рост строительства новых заводов, фабрик и других промышленных предприятий. К началу 1916 года в Воронеже насчитывалось 82 фабрично-заводских предприятия (Рис. 5).

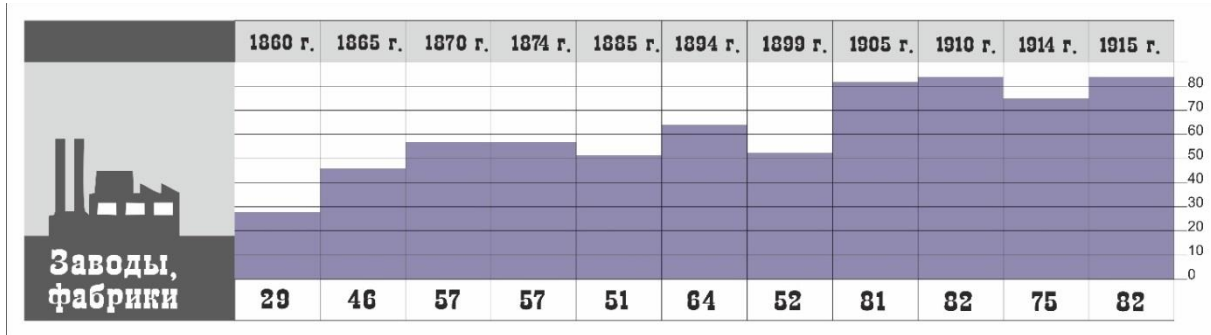


Рисунок 5 – Число промышленных предприятий, заводов, фабрик в г. Воронеж за период с 1860 по 1915 гг. (на основе анализа статистических данных Памятных книжек Воронежской губернии за 1860-1915 гг.)

Существенному оживлению промышленности и торговли города Воронеж способствовало развитие железных дорог, связавших Воронеж с Москвой в 1868г., Ростовом-на-Дону в 1871 г., Курском в 1894 г. На средства купеческого сообщества в 1867 г. была построена железная дорога, связывающая Воронеж с крупным железнодорожным узлом города Козлов (ныне г. Мичуринск) и началось строительство воронежского железнодорожного вокзала. В 1869 г. были открыты железнодорожные мастерские для ремонта пассажирских и товарных вагонов. В мастерских работали кузнечный цех, пассажирский и товарный сборочные цеха. К началу XX века Воронеж превращается в крупный железнодорожный узел, связывающий северные, южные и западные регионы России.

В июне 1864 года в Воронеже открывается отделение Государственного банка на ул. Большой Московской (ныне ул. Плехановская, 6). На улице Мясницкой архитектор С. Л. Мысловский строит Воронежский городской коммерческий банк (1880-е г., пл. Ленина, 11).

В 1897 году в Воронеже была образована товарная (хлебная) биржа, которая способствовала развитию денежно-товарной и финансово-экономической системы. Первоначально она называлась «хлебная биржа», поскольку, ассортимент товаров, по которым заключались сделки купли-продажи, была продукция сельского хозяйства: пшеница, зерно, мука, подсолнечник, картофель. В начале XX века она называлась «Воронежская биржа», расширив ассортимент товаров. На улице Б. Московской в 1899-1900 гг. был построен Северный банк., (ул. Плехановская, 20, арх. Б. И. Гиршович – крупный петербургский архитектор). В 1910 году был учрежден Русско-Азиатский банк, в результате слияния Северного и Русско-Китайского банков. Уже к 1915 году Русско-Азиатский банк занимал в России первое место среди акционерных банков по объему операций. Открываются Крестьянский и Дворянский банк, спроектированные и построенные архитектором М. Н. Замятнин на улице Большой Девицкой (ул.

Орджоникидзе, 41, 1911 г.) По проекту того же архитектора - М. Н. Замятина в 1914-1915 гг., построен Волжско-Камский банк (ул. Плехановская, 10) (Рис. 6).

	1867 г.	Городской Общественный банк	ул. Мясницкая, 16,	дом Городской управы
	1881 г.	Воронежский Коммерческий банк	ул. Мясницкая, 6,	арх. С. Л. Мысловский
	1884 г.	Воронежское отделение Государственного банка	ул. Б.Московская, 47	
	1889 г.	Отделение Русско-Азиатского банка	ул. Б. Московская,	арх. Б. И. Гиршович
	1897 г.	Воронежская хлебная биржа	ул. Б. Московская, 52	дом купца Ульянищева
	1900 г.	Отделение Азовско-донского коммерческого банка	ул. Б. Московская, 52,	дом С. А. Ульянищева
	1910 г.	Отделение Госуд. Дворянского Земельного банка	ул. Б. Девичьяя, 28	арх. М. П. Замятин
	1910 г.	Отделение Крестьянского Поземельного банка	ул. Воскресенская, 28	арх. М. Н. Замятин
			Отделение Волжско-Камского коммерческого банка	ул. Б. Московская, 43

Рисунок 6 - Число отделений банков в городе Воронеж в середине XIX– начале XXвеков (на основе анализа статистических данных Памятных книжек Воронежской губернии за 1867-1915 гг.)

В 1851-1852 гг. гражданские топографы Кельин, Воххе и Фалькенштейн произвели съемку плана Воронежа без пригородных слобод, территория которых считалась сельскими поселениями. На этом, довольно подробном плане, отчетливо видно, что город интенсивно застраивается в северо-восточном, северном и северо-западном направлении. В 1866 году воронежский краевед, журналист и общественный деятель Г. М. Веселовский так описывал внешний облик Воронежа: «В настоящее время внешний вид г. Воронежа представляет сплошную массу зданий, не отделяющихся никакими особенными перерывами,... все части города... слились в одно городское целое... Центр города состоит по преимуществу из каменных построек, большей частью в два этажа, и от центра по радиусам идет постепенное изменение построек, начиная от смешанного каменного и деревянного характера и оканчивая сплошным деревом. Все почти окраины города носят характер бедности; постройки здесь скорее напоминают село и деревню, чем город» [6, с. 28]. В пригородных слободах и городских окраинах жилые и хозяйственные постройки были деревянными, и количественно преобладали над каменными, которыми застраивался центр города. На южной окраине Воронежа располагалась Чижовская слобода, на левом берегу реки Воронеж находились земли слободы Придачи и села Монастырщенка, с западной стороны города примыкала Ямская слобода, а с северной – Троицкая слобода и земли помещика Бринкмана. Все эти пригородные территории застраивались деревянными домами, на основе «образцовых» фасадов, разработанных еще в первом десятилетии XIX века, с учетом правил Строительного устава, составленных архитектором В. П. Стасовым в 1811 году. В середине XIX века эти регламентирующие документы все еще имели юридическую силу и рекомендованные фасады, с количеством окон от трех до пяти, охотно использовались частными застройщиками. Эти фасады имели стилистику народного деревянного зодчества, с незатейливыми резными наличниками, карнизами, затяжками и поперечинами. Иногда фронтоны украшались резным «солнцем», декоративными башенками и шатрами, но это могли себе позволить состоятельные застройщики, которые имели возможность строить деревянные дома в самом городе, а не на окраинах. Планировка жилых строений законодательно не регламентировалась, и внутреннее пространство дома организовывалось по воле и желаниям застройщика. В конце XIX – начале XX вв. в Воронеже, как и во многих крупных городах России, идет интенсивное строительство доходных домов, с целью извлечения прибыли от сдачи жилья внаём. Состоятельные граждане, купцы и промышленники строят каменные жилые усадебные особняки, наиболее известные и дошедшие до наших дней дома ку-

печеских семейств: Капканщиковых, Ключковых, Кряжовых, Петровых, Самофаловых, Харинных и других. Для более наглядного соотношения деревянных и каменных построек города Воронежа за период с 1860 по 1899 гг. следует обратиться к аналитической таблице (Рис. 7).

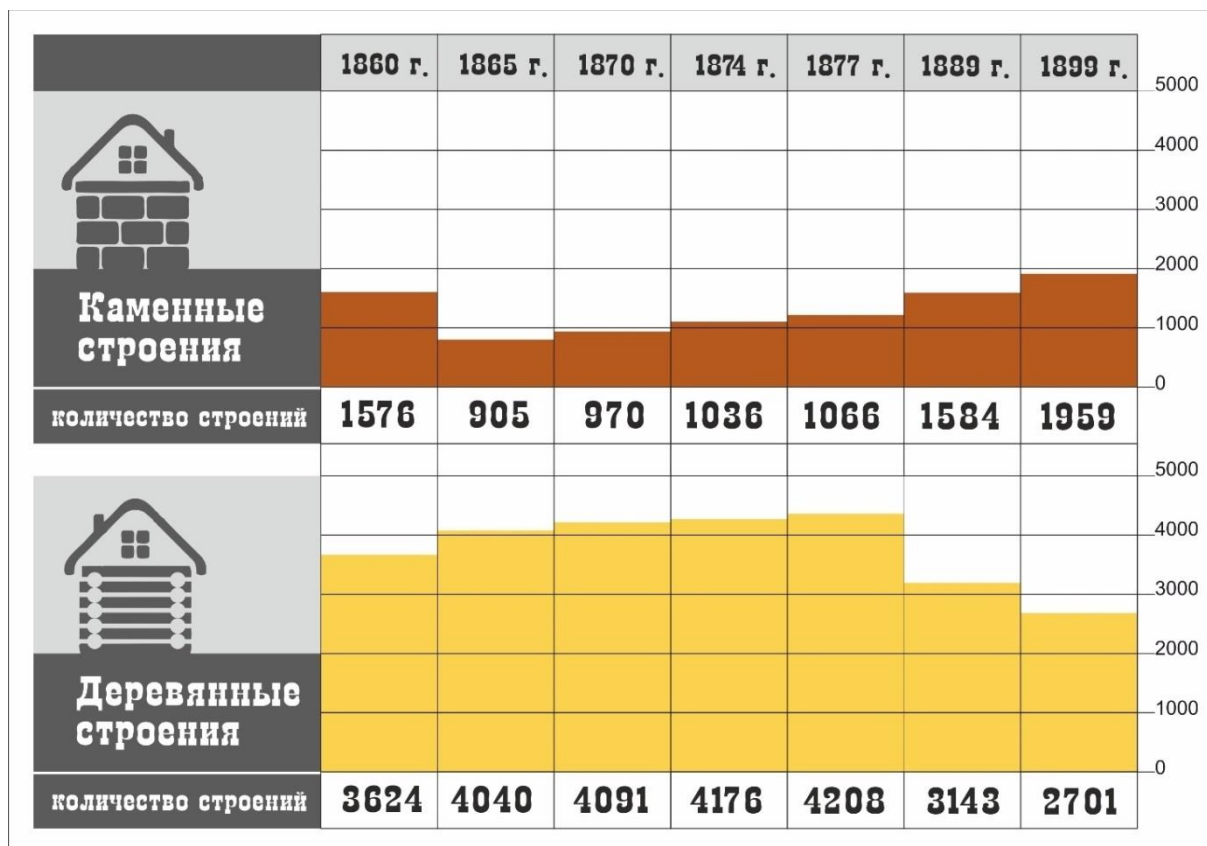


Рисунок 7 – Количественное соотношение каменных и деревянных строений в городе Воронеж за период с 1860 по 1899 гг. (на основе анализа статистических данных Памятных книжек Воронежской губернии за 1860-1899 гг.)

Реформенные преобразования России 1861 года дали импульс развитию образовательной системы. В 1864 году были разработаны новые положения о начальной и средней школах. Местные органы самоуправления - воронежское земство, созданное по земской реформе 1864 года, взяло на себя значительную часть расходов по распространению грамотности и начальному народному образованию. Многие воронежские образовательные учебные заведения строились на средства и субсидии купечества и промышленников. К концу XIX столетия в Воронеже работало два Александровских женских училища, основанных в 1874 г., Мариинская восьмиклассная женская гимназия, несколько частных женских гимназий, соответствующих по курсу обучения мужской средней школе, мужская гимназия, реальное училище и другие, указанные на плане Воронежа 1910 г. (Рис. 4). Проведенный анализ количества учащихся и числа учебных заведений г. Воронеж, включающий: мужские и женские гимназии и прогимназии, городские школы, реальные училища, семинарии, и др. за период с 1860 по 1914 гг., позволяет говорить о благополучном росте народного образования и строительстве учебных заведений (Рис. 8).

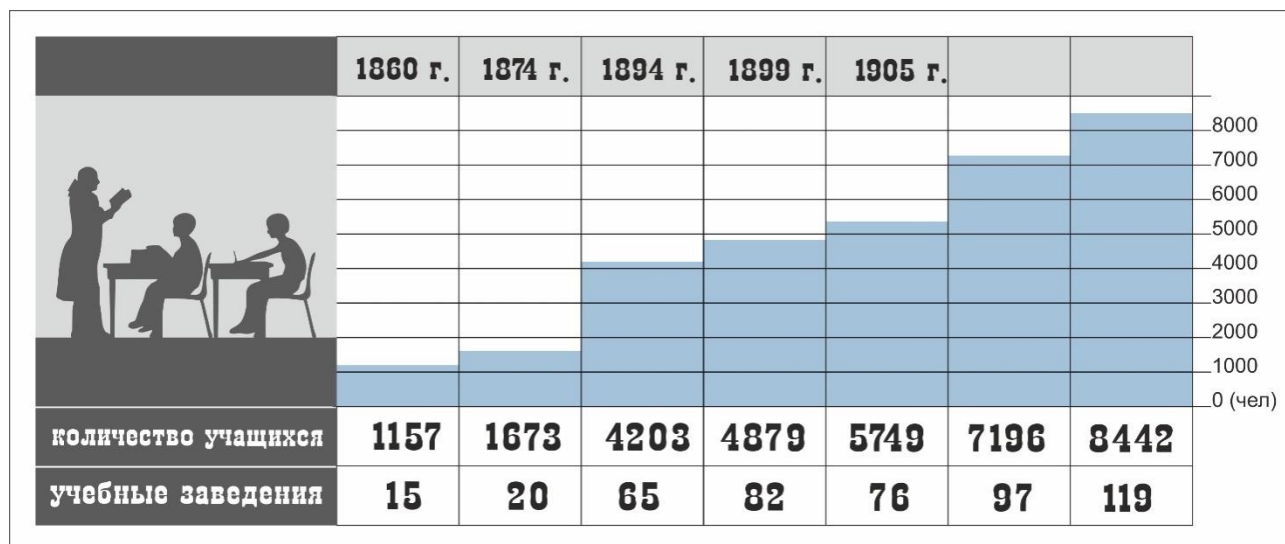


Рисунок 8 – Число учебных заведений и учащихся в г. Воронеж за период с 1860 по 1914 гг. (на основе анализа статистических данных Памятных книжек Воронежской губернии за 1860-1914 гг.)

Значительным импульсом активного строительства в Воронеже в середине XIX века был приток профессиональных инженерных и архитектурных кадров, выпускников Академии Художеств в Санкт-Петербурге (В. И. Шебалин, Н. А. Шустов, Э. И. Шмидт [7, с. 129, 133, 134], А.А. Кюи [8, с. 161], Г. Г. Поливалов [9, с. 102]), выпускников Института Корпуса инженеров путей сообщения в СПб (Е. И. Ержемский, Л. Н. Жеденев [10, с. 87], Ю. И. Волтатис [11, с. 89], Е. Х. Гиацинтов [10, с. 78]) и выпускников Строительного училища в СПб (А. С. Купинский, А. К. Македонский, М. О. Мирский, С. Л. Мысловский В. Е. [8, с. 160, 169, 173, 176], Переверзев [9, с. 98]), А. П. Багалдин-Таишев [11, с. 74], Д. В. Знобишин [10, с. 95], В. А. Сербин, В. В. Стайновский [7, с. 114, 119] и др.). Московское Дворцовое архитектурное училище также готовило профессиональные архитектурные кадры. Его выпускники – Г. А. Артемовский и А. М. Баранов (выпуск 1865 г.) успешно работали в Воронеже [11, с. 75]. К концу XIX – началу XX вв. наблюдается интенсивный приток в Воронеж инженеров-архитекторов, получивших обучение в Санкт-Петербургском Институте гражданских инженеров, преобразованного в 1882 г. из Строительного училища (И. Н. Афанасьев, Ю. С. Лещинский, И. И. Вонсович, Д. Н. Васильев, В. И. Гайн, М. Н. Замятнин, П. И. Медведев и др.) [12]. Привлечение к проектированию и строительству зданий и сооружений высококвалифицированных, хорошо обученных архитекторов, инженеров и строителей положительно отразилось на качестве воронежской архитектуры и ее стилистических особенностях.

Выводы

Социально-экономические преобразования России, связанные с реформой 1861 года, вызвали миграционные процессы и численный рост городского населения, интенсивное развитие сельского хозяйства, промышленности и городского строительства.

Во второй половине XIX века численный рост купеческого сословия, финансистов и промышленников, с их финансовыми возможностями и желанием строить собственные особняки, доходные дома, банки, промышленные здания и сооружения в русском стиле, как воплощением и символом национальной идеи, с привлечением профессиональных инженеров и архитекторов, порождает новую форму взаимоотношений: архитектор – заказчик, - частный заказ;

Развитие воронежской архитектуры середины XIX века шло в русле российского зодчества, с некоторым запозданием стилистических периодов, относительно столичной архитектуры, и отличаясь региональным своеобразием: явным предпочтением русского стиля, с уче-

том мелкобуржуазной психологии заказчика и его культурно-эстетических и вкусовых предпочтений;

К концу XIX - началу XX вв., с тем же запозданием прихода в Воронеж стиля модерн, получает развитие ретроспективизм и историзирующий модерн, отличающийся от столичных образцов большей скромностью и меньшим масштабом.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горюнов В. С. Некоторые проблемы теоретической истории архитектуры // Всесоюзная научная конференция, ВНИИТАГ. М., 1990. С. 59.
2. Памятная книжка Воронежской губернии на 1856 - 1917 гг. Воронеж, 1856-1917
3. Ермашов М. Н. Купечество г. Воронежа в последней трети XIX – начале XX вв. Автореф. дис. канд. ист. наук. М., 2010.
4. Российский государственный исторический архив. Ф. 1284. Оп 67. Д. 163. Л. 15.
5. Кириченко Е. И. Русский стиль. М.: Галарт, 1997. 432с.
6. Веселовский Г. М. Воронеж в историческом и современно-статистическом отношениях. Воронеж: Издание Воронежского Губернского Статистического Комитета Типография Губернского правления. 1866. 306 с.
7. Акиншин А.Н. Материалы к биографическому словарю воронежских архитекторов (конец XVII – начало XX вв.) // Из истории Воронежского края. 2005. Вып. 13. С. 112-135.
8. Акиншин А.Н. Материалы к биографическому словарю воронежских архитекторов (конец XVII – начало XX вв.) // Из истории Воронежского края. 2003. Вып. 11. С. 150-178.
9. Акиншин А.Н. Материалы к биографическому словарю воронежских архитекторов (конец XVII – начало XX вв.) // Из истории Воронежского края. 2004. Вып. 12. С. 97-108.
10. Акиншин А.Н. Материалы к биографическому словарю воронежских архитекторов (конец XVII – начало XX вв.) // Из истории Воронежского края. 2002. Вып. 10. С. 76-100.
11. Акиншин А.Н. Материалы к биографическому словарю воронежских архитекторов (конец XVII – начало XX вв.) // Труды воронежского областного краеведческого музея. Воронеж: Центрально-Черноземное книжное издательство, 2003. Вып. 2. С. 68-91.
12. Попов П. А. Городское самоуправление Воронежа. 1870-1918. Воронеж: Кварта, 2006. 423 с.

Гурьев Григорий Сергеевич

Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж, Россия
Аспирант кафедры основ проектирования и архитектурной графики
E-mail: guru9201@gmail.com, тел.

Енин Александр Егорович

Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж, Россия
Кандидат архитектуры, профессор, советник РААСН, зав.кафедрой основ проектирования и архитектурной графики
E-mail: a_yenin@mail.ru

GURYEV H.S., ENIN A.E.

CULTURAL, HISTORICAL AND SOCIO-ECONOMIC CONTEXT OF DEVELOPMENT OF THE VORONEZH ARCHITECTURE FROM THE MID XIX TO EARLY XX CENTURY

Article purposed to investigate and determine the features and conditions in which evolved Voronezh architecture mid XIX-the beginning of XX centure. Analysis of the historical, socio-economic and cultural context gives the possibility in a wider range to determine the origins and nature of the origin of eclecticism and further stylistic transformation architecture based on the example of the provincial the city of Voronezh. Specific materials, analytical tables, dates and figures obtained through the study of a large number of archived historical documents and sources. Actual material reveals a panoramic picture

of the historical period under consideration and evolutionary processes in the Voronezh architecture of XIX-beginning of the XX centuries.

Keywords: *eclecticism, Art Nouveau, Russian style, socio-economic, cultural and historical conditions.*

REFERENCES

1. Goryunov V. S. Nekotoryye problemy teoreticheskoy istorii arkhitektury [Some problems of the theoretical history of architecture]. Vsesoyuznaya nauchnaya konferentsiya, VNIITAG [All-Union Scientific Conference, VNIITAG]. Moscow, 1990. Pp. 59. (rus)
2. Pamyatnaya knizhka Voronezhskoy gubernii na 1856 – 1917 [The memorial book of the Voronezh province in 1856 - 1917]. Voronezh, 1856-1917. (rus)
3. Yermashov M. N. Kupechestvo g. Voronezha v posledney treti XIX – nachale XX vv. Avtoref. dis. kand. ist. nauk [The merchantry of the city of Voronezh in the last third of the XIX - early XX centuries. Author. dis. Cand. Hist. Sciences]. Moscow, 2010. (rus)
4. Rossiyskiy gosudarstvennyy istoricheskiy arkhiv [Russian State Historical Archive]. F. 1284. Op 67. D. 163. L. 15. (rus)
5. Kirichenko Ye. I. Russkiy stil' [Russian style]. Moscow: Galart, 1997. 432 p. (rus)
6. Veselovskiy G. M. Voronezh v istoricheskom i sovremenno-statisticheskoye otноsheniyakh [Voronezh in historical and modern-statistical relations]. Voronezh: Izdaniye Voronezhskogo Gubernskogo Statisticheskogo Komiteta Tipografiya Gubernskogo pravleniya. 1866. 306 p. (rus)
7. Akin'shin A.N. Materialy k biograficheskomu slovaryu voronezhskikh arkhitektorov (konets XVII – nachalo XX vv.) [Materials to the biographical dictionary of Voronezh architects (late XVII - early XX centuries)]. *Iz istorii Voronezhskogo kraya*. 2005. Vol. 13. Pp. 112-135. (rus)
8. Akin'shin A.N. Materialy k biograficheskomu slovaryu voronezhskikh arkhitektorov (konets XVII – nachalo XX vv.) [Materials to the biographical dictionary of Voronezh architects (late XVII - early XX centuries)]. *Iz istorii Voronezhskogo kraya*. 2003. Vol. 11. Pp. 150-178. (rus)
9. Akin'shin A.N. Materialy k biograficheskomu slovaryu voronezhskikh arkhitektorov (konets XVII – nachalo XX vv.) [Materials to the biographical dictionary of Voronezh architects (late XVII - early XX centuries)]. *Iz istorii Voronezhskogo kraya*. 2004. Vol. 12. Pp. 97-108. (rus)
10. Akin'shin A.N. Materialy k biograficheskomu slovaryu voronezhskikh arkhitektorov (konets XVII – nachalo XX vv.) [Materials to the biographical dictionary of Voronezh architects (late XVII - early XX centuries)]. *Iz istorii Voronezhskogo kraya*. 2002. Vol. 10. Pp. 76-100. (rus)
11. Akin'shin A.N. Materialy k biograficheskomu slovaryu voronezhskikh arkhitektorov (konets XVII – nachalo XX vv.) [Materials to the biographical dictionary of Voronezh architects (late XVII - early XX centuries)]. *Trudy voronezhskogo oblastnogo krayevedcheskogo muzeya* [Works of the Voronezh Regional Museum of Local Lore]. Voronezh: Tsentral'no-Chernozemnoye knizhnoye izdatel'stvo, 2003. Vol. 2. Pp. 68-91. (rus)
12. Popov P. A. Gorodskoye samoupravleniye Voronezha 1870-1918 [Voronezh municipal government. 1870-1918]. Voronezh: Kvarta, 2006. 423 p. (rus)

Guryev Hryhory S.

Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia,
postgraduate of Chair of fundamentals of design and architectural graphics,
E-mail: guru9201@gmail.com

Enin Alexander E.

Voronezh State technical University, Voronezh, Russia,
candidate of architecture, Professor, counselor, head of the fundamentals of design and architectural graphics,
E-mail: a_yenin@mail.ru

УДК 624.01+614.8

ЛЕВАШОВ Н.Ф., АКУЛОВА М.В., ПОТЕМКИНА О.В., СОКОЛОВА Ю.А.

РАЗРАБОТКА АНАЛИТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ПОТЕРИ ПРОЧНОСТИ ЦЕМЕНТНЫХ КОМПОЗИТОВ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ПОВЫШЕННЫХ ТЕМПЕРАТУР

В работе приведены основы аналитической модели для расчета потери прочности цементных составов в динамике развития высоких температур, предлагаемой взамен классического метода расчета огнестойкости по потере несущей способности (R). В качестве исходных показателей взяты экспериментально полученные данные (пределы прочности при сжатии после прогрева). На основании данных расчетов представляется возможным как теоретическое прогнозирование наступления предельных состояний по потере прочности, так и оценка достоверности практических показателей, полученных в результате натурных испытаний. Исходя их проведенных расчетов, появилась возможность применения разработанного подхода к оценке огнестойкости новых разработанных материалов, на которые справочные данные отсутствуют. Таким образом, в реальных условиях пожара, при наличии необходимых данных о свойствах строительного материала и размерах строительных конструкций становится возможной оценка времени пожара, при котором начнет происходить их необратимая деформация.

Ключевые слова: комплексная методика, высокотемпературный нагрев, цементные композиты, аналитическая модель, огнестойкость.

На сегодняшний день в целях полноценного изучения поведения негорючих строительных материалов при повышенных температурах, близких к условиям протекания стандартного пожара [1], активно разрабатываются новые подходы по поиску процессов, протекающих в материалах исследуемых строительных конструкций. По результатам, полученным при исследованиях, становится возможным в определенной мере прогнозировать поведение строительных конструкций, на основе цементных композитов. На текущий момент эту возможность предоставляют такие методы исследования, как испытание строительных конструкций на огнестойкость, термический анализ неорганических соединений, рентгеноструктурный анализ и др.

Анализ изученных методов [2-6] говорит о том, что существующие подходы по оценке огнестойкости и термостойкости каменных строительных материалов учитывают только некоторые свойства и поэтому носят «односторонний» характер. Изученные методы по анализу проявления свойств новыми разработанными материалами на основе цементных составов в условиях воздействия повышенных температур не включают комплексный критерий, основанный на учете теплофизических, термохимических и физико-механических характеристик, полученных лабораторным путем, совместно с аналитическим расчетом по оценке времени наступления предельных состояний по критериям R, I, (потеря несущей способности, потеря теплоизолирующей способности). Ни один из существующих методов по оценке и анализу поведения строительных материалов на основе цементных композитов в условиях воздействия повышенных температур не рассматривает данный вопрос с точки зрения комплекса мер, которые включают в себя как теоретическое, так и практическое обоснование.

Таким образом, возникает необходимость в разработке комплексного метода анализа поведения материалов при повышенных температурах в строительных конструкциях для полной оценки пожарной опасности строительных материалов и огнестойкости строительных конструкций.

Актуальность разработки данного метода основана на том, что в результате его применения впервые появится возможность определить вероятность, вид и скорость прогрева, а также потерю прочности строительных материалов.

В данной работе предлагается применение метода анализа размерностей в качестве основного инструмента для математической оценки поведения строительных материалов на основе цементных композитов при высокотемпературных воздействиях.

На основании ранее разработанного подхода к оценке поведения цементных композитов строительных конструкций [7, 8, 9] была проведена работа по поиску и интегрированию существующих математических моделей для получения комплексного анализа поведения цементных композитов строительных конструкций в условиях воздействия повышенных температур. В качестве основополагающей теории для математической оценки момента наступления предельных состояний при огневом воздействии по потере прочности (R) был принят метод анализа размерностей.

В данную аналитическую модель были заложены те факторы, которые играют перво-степенную роль в механизме потери прочности материала.

Согласно методу анализа размерностей, в функциональную зависимость потери прочности закладываем величины, которые между собой не находятся в функциональной зависимости:

$$\Delta\sigma = f(l, a, t, \vartheta, k), \quad (1)$$

где l – длина образца,

a – коэффициент температуропроводности,

t – время процесса,

ϑ – температура печи,

k – размерный Больцмановский коэффициент.

В системе основных размерностей: М – масса, L – длина, Т – время, Q – температура, представленные в формуле (1) величины имеют следующий вид (таблица 1):

Таблица 1 - Основные размерности величин, использующихся в аналитической модели оценки наступления момента предельного состояния по потере прочности

Величина	$\Delta\sigma$	l	a	t	ϑ	k
Размерность	$ML^{-1}T^{-2}$	L	L^2T^{-1}	T	θ	$ML^2T^{-2}\theta^{-1}$

Следуя методу анализа размерностей, найдем безразмерные комплексы, их будет только два:

$$\pi_1 = \frac{\Delta\sigma l^3}{k\vartheta}, \quad (2)$$

$$\pi_2 = \frac{at}{l^2}. \quad (3)$$

Согласно теореме Бэкингама, один комплекс функционально связан с другим, а именно:

$$\pi_1 = g(\pi_2). \quad (4)$$

Подставляя (2) и (3) в (4) и, выражая $\Delta\sigma$, получим:

$$\Delta\sigma = \frac{k\vartheta}{l^3} g\left(\frac{at}{l^2}\right). \quad (5)$$

Пока соотношение (5) не дает нам количественной картины связи всех величин, поэтому были проведены исследования по связи $\Delta\sigma$ и a .

Сглаживая полученные данные линейной зависимостью (метод наименьших квадратов): $\Delta\sigma = \gamma a$, где γ - коэффициент пропорциональности, получим оценку этого коэффициента:

$$\gamma = 8,8 \cdot 10^9 \frac{\text{Н} \cdot \text{с}}{\text{М}^4}.$$

Учитывая прямую пропорциональную зависимость потерь прочности от коэффициента температуропроводности, формулу (5) можно записать в виде:

$$\Delta\sigma = \beta \cdot \frac{k\vartheta t}{l^5} \cdot a, \quad (6)$$

где β - безразмерный коэффициент пропорциональности.

Его найдем из условий эксперимента:

$$\vartheta = 873 \text{ K (600}^\circ\text{C)},$$

$$t = 60 \text{ мин} = 3600 \text{ с},$$

$$l = 10 \text{ см} = 10^{-1} \text{ м},$$

$$k = 1,38 \cdot 10^{-23} \frac{\text{Дж}}{\text{К}},$$

$$\gamma = 8,8 \cdot 10^9 \frac{\text{Н} \cdot \text{с}}{\text{М}^4} = \beta \cdot \frac{k\vartheta t}{l^5} = \beta \cdot \frac{1,38 \cdot 10^{-23} \cdot 873 \cdot 3600}{10^{-5}} = \beta \cdot 4,3 \cdot 10^{-12}.$$

Откуда $\beta = 2,0 \cdot 10^{21}$.

Окончательно формула (6) примет вид:

$$\Delta\sigma = \frac{\vartheta a}{l^5} \cdot t. \quad (7)$$

Исходя из зависимости (7), можно отметить, что потеря прочности пропорциональна температуре, времени процесса и обратно пропорциональна размеру объекта в пятой степени. Поэтому в реальных условиях, зная размеры (толщины) материалов полов, стен можно оценить по формуле (7) время пожара, необходимое для того, чтобы потеря прочности материалов составило определенное количество процентов.

Далее проверяем разработанную аналитическую модель на исследуемых образцах цементных композитов.

Исходя из уравнения (7), выражаем величину t , которая характеризует момент наступления предельного состояния цементного композита по потере прочности.

$$t = \frac{\Delta\sigma \cdot l^5}{\vartheta \cdot a}, \quad (8)$$

t - время наступления предельного состояния по потере прочности, с

$\Delta\sigma$ - допустимый предел прочности (прочность после прогрева), Па

l - ширина конструктивного элемента, м

ϑ - температура нагрева конструкции, К

a - температуропроводность, $\text{м}^2/\text{с}$

Для оценки момента наступления предела огнестойкости строительных конструкций при условии температурного воздействия 800°C просчитываем время, необходимое для начала деструкции конструктивного элемента при заданной нормативной нагрузке (определена экспериментально, предел прочности при сжатии, МПа). После оценки огнестойкости по потере несущей способности с помощью разработанной модели определяется время наступления предельного состояния по потере несущей способности с помощью стандартной методики по оценке огнестойкости в соответствии с пособием по определению огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов (к СНиП II-2-80).

Расчет пределов огнестойкости по потере прочности, при использовании разработанной модели производили для образцов цементных композитов, представленных в таблице №2.

Таблица 2 - Цементные композиты, используемые при проведении расчетов

№ п/п	Цемент М500	Цемент М300	Песок	Вода	Минеральная вата	Жидкое стекло	Бой стекла	Шамотная глина	Щебень
1.*	29	-	57.0	14	-	-	-	-	-
3.	29	-	56.8	14	-	0.2	-	-	-
4.	29	-	56.8	14	-	-	0.2	-	-
7.	19	-	15	10	-	-	-	-	56
8.	-	19	15	10	-	-	-	-	56
9.	18.56	-	53.63	24.75	-	-	-	3.06	-

*Образец №1 –контрольный

В качестве примера для расчета пределов огнестойкости по потере прочности возьмем данные образца №1, просчитаем моменты наступления предельных состояний в таких конструктивных элементах, как куб размером 100х100х100мм и стандартная плита перекрытия, после чего произведем аналогичные расчеты с другими составами с последующим анализом полученных данных. Такие исходные данные, как температуропроводность и допустимый предел прочности (прочность после прогрева), были получены экспериментальным путем в соответствии с [10, 11]. Температура прогрева принималась 800°С.

Таблица 3 - Исходные данные для проведения аналитического расчета по оценке наступления момента предельного состояния

№ п/п	№ состава	Допустимый предел прочности (прочность после прогрева), Па	Ширина конструктивного элемента, м	Температура нагрева конструкции, К	Температуропроводность, м ² /с
Конструктивный элемент - куб					
1	1	23.6·10 ³	0.1	800	0.000209
2	2	23.6·10 ³	0.1	800	0.000254
3	3	16.8·10 ³	0.1	800	0.000192
4	4	7.31.6·10 ³	0.1	800	0.000147
5	5	5.28·10 ³	0.1	800	0.000168
6	6	35·10 ³	0.1	800	0.000191
Конструктивный элемент – плита перекрытия					
1	1	52.4·10 ³	0.22	800	0.000209
2	2	26.7·10 ³	0.22	800	0.000254
3	3	16.8·10 ³	0.22	800	0.000192
4	4	7,31.6·10 ³	0.22	800	0.000147
5	5	5.28·10 ³	0.22	800	0.000168
6	6	35·10 ³	0.22	800	0.000191

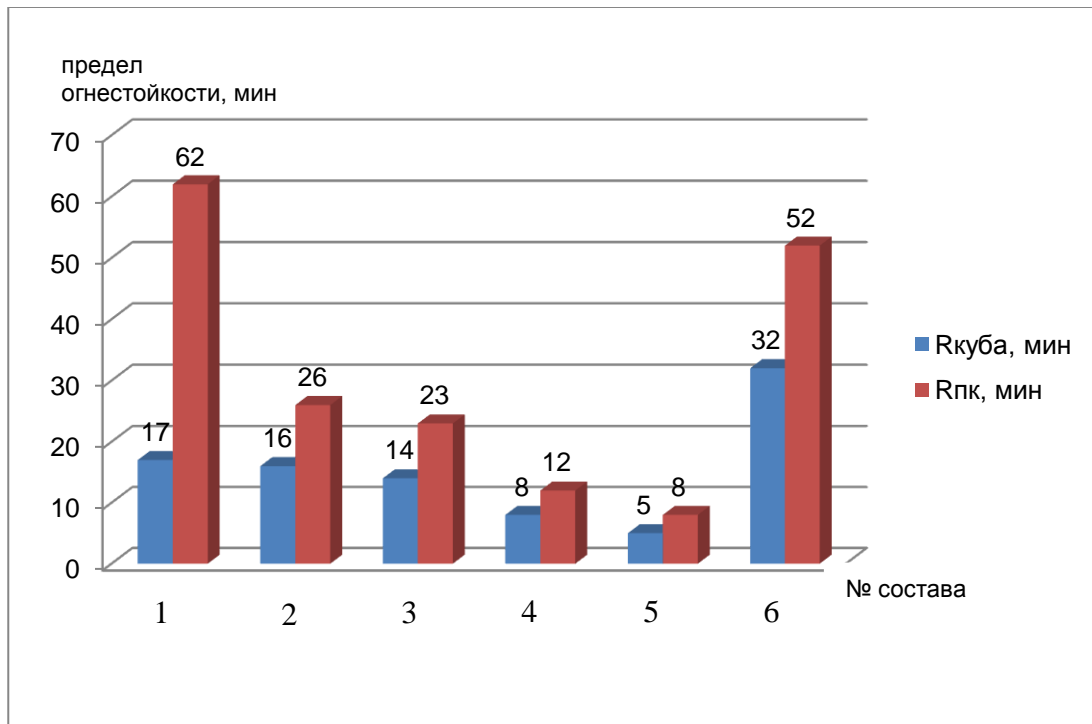


Рисунок 1 - Сравнительный анализ моментов наступления предельного состояния по потере несущей способности цементных составов по результатам применения расчетной модели огнестойкости

Проводим расчет конструктивного элемента (куб-размеры 100x100x100 мм):

$$t_1^{куба} = \frac{23.6 \cdot 10^6 \cdot 0.1^5}{1073 \cdot 0.000209} = 1052c = 17 \text{ мин.}$$

Проводим расчет конструктивного элемента (плита перекрытия с толщиной в 22 см, класс бетона В40), при расчете принимаем половину ширины плиты перекрытия, так как температурное воздействие происходит одностороннее, снизу:

$$t_1^{ПК} = \frac{52.4 \cdot 10^6 \cdot 0.11^5}{1073 \cdot 0.000209} = 3763c = 62 \text{ мин,}$$

$$t_2^{куба} = \frac{23.6 \cdot 10^6 \cdot 0.1^5}{1073 \cdot 0.000254} = 980c = 16 \text{ мин,}$$

$$t_2^{ПК} = \frac{26.7 \cdot 10^6 \cdot 0.11^5}{1073 \cdot 0.000254} = 1577c = 26 \text{ мин,}$$

$$t_3^{куба} = \frac{16.8 \cdot 10^6 \cdot 0.1^5}{1073 \cdot 0.000192} = 814c = 14 \text{ мин,}$$

$$t_3^{ПК} = \frac{16.8 \cdot 10^6 \cdot 0.11^5}{1073 \cdot 0.000192} = 1313c = 23 \text{ мин,}$$

$$t_4^{куба} = \frac{7.31 \cdot 10^6 \cdot 0.1^5}{1073 \cdot 0.000147} = 461c = 8 \text{ мин,}$$

$$t_4^{ПК} = \frac{7.31 \cdot 10^6 \cdot 0.11^5}{1073 \cdot 0.000192} = 746c = 12 \text{ мин,}$$

$$t_5^{куба} = \frac{5.28 \cdot 10^6 \cdot 0.1^5}{1073 \cdot 0.000168} = 292c = 5 \text{ мин.},$$

$$t_5^{ПК} = \frac{5.28 \cdot 10^6 \cdot 0.11^5}{1073 \cdot 0.000168} = 471c = 8 \text{ мин.},$$

$$t_6^{куба} = \frac{35 \cdot 10^6 \cdot 0.1^5}{1073 \cdot 0.000191} = 1941c = 32 \text{ мин.},$$

$$t_6^{ПК} = \frac{35 \cdot 10^6 \cdot 0.11^5}{1073 \cdot 0.000191} = 3127c = 52 \text{ мин.}$$

Исходя из проведенных расчетов, можно сделать вывод о возможности применения разработанного подхода к оценке огнестойкости новых разработанных материалов, справочные данные на которые отсутствуют. Так же теория о том, что потеря прочности строительных конструкций на основе цементных композитов пропорциональна температуре и времени нагрева и обратно пропорциональна размеру объекта в пятой степени подтверждается. Поэтому в реальных условиях, зная размеры (толщины) материалов полов, стен можно оценить с помощью разработанного подхода время пожара, при котором начнет происходить необратимая деформация исследуемого материала.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 30247.0—94. Конструкции строительные. Методы испытания на огнестойкость. Общие требования. Введ. 01.01.1996 г. М.: Изд-во стандартов, 1996.
2. Левашов Н.Ф., Акулова М.В., Потёмкина О.В.. Применение методики расчета огнестойкости строительных конструкций для анализа влияния силикатных добавок в растворах на свойства защитного слоя арматуры // Пожаровзрывобезопасность. 2015. Т.24. №. 10. С. 30–34.
3. Król Paweł A. Evaluation of the fire resistance of steel-beam floors // Bezpieczenstwo i technika pozarnicza. 2014. Vol. 35. Pp. 73-96. doi: 10.12845/bitp.35.3.2014.7
4. Fike R.S., Kodur V.K.R. An approach for evaluating the fire resistance of CFHSS columns under design fire scenarios // Journal of Fire Protection Engineering. 2009. Vol. 4. Pp. 229–259. doi: 10.1177/1042391509105597.
5. Peng G. Evaluation of fire damage to high-performance concrete. Dis. Ph.D. Hong Kong Polytechnic Institute. Hong Kong. 2000.
6. Молчадский О.И. Прогноз пожарной опасности строительных материалов при использовании методов термического анализа. Дис. канд. тех. наук. Москва, 2001. 209 с.
7. Федосов С. В., Левашов Н. Ф., Акулова М. В., Потёмкина О. В. Перспективы применения комплексного метода анализа поведения цементных композитов в условиях воздействия повышенных температур // Строительство и реконструкция. 2017. Т.72. №. 4. С. 119–128.
8. Левашов Н. Ф., Акулова М. В., Потёмкина О. В. Использование термогравиметрического метода анализа для исследования влияния вида заполнителя на свойства пенобетона // Пожары и чрезвычайные ситуации: предотвращение, ликвидация. 2015. Вып.№4. С. 75-78.
9. Федосов С. В., Левашов Н. Ф., Акулова М. В., Потёмкина О. В., Животягина С.Н. Применение комплексной методики анализа поведения цементных композитов с силикатными добавками при повышенных температурах // Пожаровзрывобезопасность. 2016. Т.25. №. 10. С. 14–21.
10. ГОСТ 7076-99. «Материалы и изделия строительные. Метод определения теплопроводности и термического сопротивления при стационарном тепловом режиме». Введ. 01.04.2000 г. М.: Изд-во стандартов, 1999.
11. ГОСТ 310.4-81 «Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии». – Введ. 01.07.1983г. – М.: Изд-во стандартов, 1983.

Левашов Никита Фёдорович

Войсковая часть 65451 МО РФ,

Помощник начальника организационно-планового отделения тыла войсковой части 65451,

E-mail: irisacareva@rambler.ru

Акулова Марина Владимировна,

Ивановский государственный политехнический университет, г. Иваново, Россия,
Доктор технических наук, профессор, советник РААСН, заведующая кафедрой строительного материаловедения,
специальных технологий и технологических комплексов,
E-mail: m_akulova@mail.ru

Потемкина Ольга Владимировна

Ивановская пожарно-спасательная академия ГПС МЧС России, г. Иваново, Россия,
Кандидат химических наук, доцент, заместитель начальника академии по учебной работе,
E-mail: molodkina@mail.ru

Соколова Юлия Андреевна

Ивановский государственный политехнический университет, г. Иваново, Россия,
Доктор технических наук, профессор, академик РААСН, профессор кафедры строительного материаловедения,
специальных технологий и технологических комплексов,
E-mail: inep_s@mail.ru

LEVASHOV N.F., AKULOVA M.V., POTEMKINA O.V., SOKOLOVA Yu.A.

**ANALYTICAL MODEL OF STRENGTH DECREASING
OF CEMENT COMPOSITES EXPOSED HIGH TEMPERATURES**

The paper presents the basis of the analytical model for calculating the loss of strength cement compositions in the high temperature development. This model is proposed to replace the classical method of calculating the fire resistance of the loss of load-bearing capacity (R). The experimental data were taken as initial indicators. On the basis of these calculations, it is possible to predict the occurrence of ultimate states by loss of strength, and to estimate the reliability of practical indicators that were obtained as a result of full-scale tests. It became possibility to apply the developed approach to assessing the fire resistance of new developed materials, for are not available reference data. At real fire conditions, it becomes possible to estimate the moment starting repair due to the loss of strength if available data of the building material properties and the dimensions the building structures.

Key words: complex methodology, the high-temperature heat, cement composites, analytical model, fire resistance.

REFERENCES

1. Russian National Standard GOST 30247.0-94. Konstruktsii stroitel'nyye. Metody ispytaniya na ognestoykost'. Ob-shchiye trebovaniya. Vved. 01.01.1996 [Construction constructions. Fire test methods. General requirements. Enter 01.01.1996]. Moscow : Izd-vo standartov, 1996. (rus)
2. Levashov N.F., Akulova M.V., Potemkina O.V. Primeneniye metodiki rascheta ognestoykosti stroitel'nykh konstruktsiy dlya analiza vliyaniya silikatnykh dobavok v rastvorakh na svoystva zashchit-nogo sloya armatury [Application of the method for calculating the fire resistance of building structures for analyzing the effect of silicate additives in solutions on the properties of the protective reinforcement layer]. *Pozharovzryvobezopasnost'*. 2015. T.24. No. 10. Pp. 30–34. (rus)
3. Król Paweł A. Evaluation of the fire resistance of steel-beam floors. *Bezpieczenstwo i technika pozarnicza*. 2014. Vol. 35. Pp. 73-96. doi: 10.12845/bitp.35.3.2014.7
4. Fike R.S., Kodur V.K.R. An approach for evaluating the fire resistance of CFHSS columns under design fire scenarios. *Journal of Fire Protection Engineering*. 2009. Vol. 4. Pp. 229–259. doi: 10.1177/1042391509105597.
5. Peng G. Evaluation of fire damage to high-performance concrete. Dis. Ph.D. Hong Kong Poly-technic Institute. Hong Kong, 2000.
6. Molchadskiy O.I. Prognoz pozharnoy opasnosti stroitel'nykh materialov pri ispol'zova-nii metodov termicheskogo analiza. Dis. kand. tekh. Nauk [Prediction of fire hazard of building materials using thermal analysis methods. Dis. Cand. Tech. Sciences]. Moscow, 2001. 209 p. (rus)
7. Fedosov S. V., Levashov N. F., Akulova M. V., Potomkina O. V. Perspektivy primeneniya kompleksnogo metoda analiza povedeniya tsementnykh kompozitov v usloviyakh vozdeystviya povyshennykh temperatur [Prospects for the application of a comprehensive method for analyzing the behavior of cement composites under conditions of exposure to elevated temperatures]. *Building and Reconstruction*. 2017. T.72. No. 4. Pp. 119–128. (rus)

8. Levashov N. F., Akulova M. V., Potomkina O. V. Ispol'zovaniye termogravimetricheskogo metoda analiza dlya issledovaniya vliyaniya vida zapolnitelya na svoystva penobetona [Use of the thermogravimetric method of analysis for studying the influence of the type of aggregate on the properties of foam concrete]. *Pozhary i chrezvychaynyye situatsii: predotvrashcheniye, likvidatsiya*. 2015. No 4. Pp. 75-78. (rus)

9. Fedosov S. V., Levashov N. F., Akulova M. V., Potomkina O. V., Zhivotyagina S.N. Primene-niye kompleksnoy metodiki analiza povedeniya tsementnykh kompozitov s silikatnymi dobavkami, pri povyshennykh temperaturakh [The use of complex methods for analyzing the behavior of cement composites with silicate additives at elevated temperatures]. *Pozharovzryvobezopasnost'*. 2016. T.25. No. 10. Pp. 14–21. (rus)

10. Russian National Standard GOST 7076-99. «Materialy i izdeliya stroitel'nyye. Metod opredeleniya teploprovod-nosti i termicheskogo soprotivleniya pri statsionarnom teplovom rezhime». Vved. 01.04.2000 [“Building materials and products. Method for determination of heat conduction and thermal resistance in a stationary thermal regime ”. Enter 04.01.2000]. Moscow: Izd-vo standartov, 1999. (rus)

11. Russian National Standard GOST 310.4-81 «Tsementy. Metody opredeleniya predela prochnosti pri izgibe i szhatii». Vved. 01.07.1983 [Cements. Methods for determining the strength of bending and compression". Enter 07.01.1983]. Moscow: Izd-vo standartov, 1983. (rus)

Levashov Nikita F.

Military unit 65451 of the Ministry of Defense of the Russian Federation,
Assistant head of the organizational-planning department of the rear of the military unit 65451,
E-mail: irisacareva@rambler.ru

Akulova Marina V.

Ivanovo State Polytechnic University, Ivanovo, Russia,
Doctor of Technical Sciences, professor, adviser of the RAACS, head of the department of building materials, special technologies and technological complexes,
E-mail: m_akulova@mail.ru

Potemkina Olga V.

Ivanovo Fire and Rescue Academy of the State Fire Service of the Emergencies Ministry of Russia, Ivanovo, Russia
Candidate of Chemical Sciences, Associate Professor, Deputy Head of the Academy for Academic Affairs,
E-mail: molodkina@mail.ru

Sokolova Yulia A.

Ivanovo State Polytechnic University, Ivanovo, Russia,
Doctor of Technical Sciences, Professor, Academician of the RAACS, Professor of the Department of Construction Material Management, Special Technologies and Technological Complexes,
E-mail: inep_s@mail.ru

УДК 691.3

ХАРУН М., КОРОТЕЕВ Д.Д., ЙОВИЧ М., ВОЛКОВ Е.А.

ПАРАМЕТРЫ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ БАЗАЛЬТО-ВОЛОКНИСТОГО ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА

В настоящее время базальтовые волокна в строительстве используются в качестве дисперсного армирования бетонных и железобетонных конструкций в высотных зданиях, мостах, взлетно-посадочных полосах аэропортов и дорожных покрытиях. Массовое производство высокопрочных бетонов в России во многом связано с применением органоминеральных модификаторов серии МБ и Эмбелит, содержащих микрокремнезем, золу-уноса, регулятор твердения и суперпластификатор С-3 в разных пропорциях.

Исследования свойств высокопрочного бетона (с добавлением 1% базальтовой фибры от массы бетона и без неё), приготовленного с применением модификатора МБ10-30С проведены на образцах с размерами 100х100х100 мм, 100х100х400 мм, 100х100х400 мм с искусственно сделанными трещинами глубиной 25 мм в середине пролета, а также образцах с размерами 100х75х100 мм (высота поперечного сечения 75 мм взята равной высоте поперечного сечения образцов с трещинами).

В рамках исследования определены: прочность на сжатие, прочность на растяжение при изгибе, прочность на осевое растяжение, момент трещинообразования, а также параметры механики разрушения, такие как: критический коэффициент интенсивности напряжений и критическая скорость высвобождения энергии в различные периоды твердения бетона (после 7, 14, 28 и 60 суток твердения). Также определено влияние трещин в изгибаемом элементе на значение момента трещинообразования.

Результаты исследования показали, что добавление базальтовой фибры в высокопрочный бетон, приготовленный с применением модификатора МБ10-30, снижает прочность на сжатие, однако в тоже время, повышает прочность при растяжении.

Ключевые слова: *прочность на сжатие, момент трещинообразования, критический коэффициент интенсивности напряжений, критическая скорость высвобождения энергии, прочность на растяжение при изгибе, прочность на осевое растяжение.*

Введение

Базальтовая фибра в строительстве используется в качестве дисперсного армирования бетонных и железобетонных конструкций различного назначения. Свое применение она находит в гражданском, промышленном и дорожном строительстве.

Результаты исследований прочности бетонов на растяжение при изгибе армированных базальтовой фиброй, в зависимости от дозировки и длины рубленых волокон, свидетельствуют, что при армировании бетона класса В20 прочность на осевое растяжение при изгибе повышается в 1,79-2,24 раза и сопровождается переходом к пластическому характеру разрушения [1]. Содержание фибры дозируется в процентном соотношении от веса сухой смеси цемента и песка.

В исследованиях ученых из России и других стран анализируется влияние базальтовой фибры на свойства различных типов бетонов. В работе [2] исследователи отмечают, что базальтовая фибра может определенно улучшить работу бетона на изгиб. Дж. Донг и др. исследовали базальто-волоконный железобетон на искусственном заполнителе и пришли к выводу, что базальтовая фибра заполняет поры в бетоне и повышает его механические характеристики [3]. Т. Борхам использовал в своих исследованиях переработанный искусственный песок с ба-

зальтовой фиброй, как частичную замену натурального заполнителя. Применение базальтовой фибры привело к повышению прочности бетона на сжатие и растяжение [4].

В.А. Перфилов и др. исследовали влияние базальтовой фибры длиной 12 мм и диаметром 10 мкм на прочность мелкозернистых фибробетонов. Испытания проведены на образцах-балочках 4x4x16 см. Наилучшие показатели прочности были получены при концентрации базальтовой фибры в бетоне в количестве 1,4 кг/м³, при этом прочность на сжатие составила 42,86 МПа, на растяжение при изгибе – 2,7 МПа [5].

В работе [6] исследовано влияние базальтовой фибры и пластификатора С-3 на прочность прессованного бетона. Максимальные значения прочности прессованного бетона (53,7 МПа) были получены при использовании цемента М500 и добавлении 1,5% базальтовой фибры и 0,5% пластификатора С-3 от массы цемента при интенсивности прессования 12 МПа. Прочность прессованного бетона без добавок составила 42,5 МПа. Увеличение интенсивности прессования до 24 МПа не привело к значительному повышению прочности.

Исследования С. Хайта [7] свидетельствуют, что добавление базальтовой фибры в железобетонные конструкции повышает их модуль упругости.

Определенный интерес представляет использование базальтовой фибры при изготовлении высокопрочных бетонов для снижения их хрупкости и повышения трещиностойкости. Т. Айуб и др. отмечают, что добавление базальтовой фибры в высокопрочный бетон повышает прочность на растяжение и критический коэффициент интенсивности напряжений [8]. Некоторые специалисты отмечают, что добавление базальтовой фибры в высокопрочный бетон повышает прочность на растяжение и критический коэффициент интенсивности напряжений [9, 10].

Массовое производство высокопрочных бетонов в России во многом связано с применением органоминеральных модификаторов серии МБ и Эмбелит, содержащих микрокремнезем, золу-уноса, регулятор твердения и суперпластификатор С-3 [11, 12]. Однако, влияние базальтовой фибры на физико-механические свойства высокопрочных бетонов с применением модификатора МБ, а также на параметры механики разрушения таких бетонов на сегодняшний день остаются недостаточно изученными.

Учитывая вышеизложенное, цель данного исследования – определение параметров механики разрушения, таких как критический коэффициент интенсивности напряжений и критическая скорость высвобождения энергии, а также оценка влияние трещин в изгибаемом элементе на величину момента трещинообразования образцов из базальто-волокнистого высокопрочного бетона, приготовленных с применением модификатора серии МБ.

Материалы и методика исследования

В качестве модификатора для получения высокопрочного бетона при проведении экспериментальных исследований был выбран МБ10-30С. Модификаторы серии МБ являются композиционными материалами на органоминеральной основе, минеральная часть которых состоит из микрокремнезема и золы-уноса, а органическая часть представлена суперпластификатором С-3 и регулятором твердения.

Экспериментальные исследования проведены на следующем составе высокопрочного бетона: портландцемент марки М500 = 500 кг/м³, модификатор МБ10-30С = 125 кг/м³, песок с модулем крупности 2,7 = 585 кг/м³, щебень фракции 5-20 мм = 1005 кг/м³, вода = 187,5 л/м³, а также для базальто-волокнистого высокопрочного бетона рубленая базальтовая фибра длиной 12 мм = 24 кг/м³ (в количестве 1% от веса бетона).

Экспериментальные исследования проведены в соответствии с ГОСТ 10180-2012.

В рамках исследования было изготовлено 32 серии образцов высокопрочного бетона вышеуказанного состава (по 16 серий с базальтовой фиброй и без неё):

- 8 серий с размерами 100x100x100 мм;
- 8 серий с размерами 100x100x400 мм;

- 8 серий с размерами 100x100x400 мм с искусственно сделанными трещинами глубиной 25 мм в середине пролета;

- 8 серий с размерами 100x75x400 мм (высота поперечного сечения, равная 75 мм, была взята, чтобы быть равной высоте поперечного сечения образцов с трещинами).

Размеры поперечных сечений призм были выбраны такими, чтобы в результате лабораторных испытаний можно было определить параметры механики разрушения, а также оценить влияние концентратора напряжений в форме трещин в растянутой зоне на момент трещинообразования. Поэтому, высота поперечного сечения 4-го типа образцов (призмы с размерами 100x75x400 мм) была взята, чтобы быть равной высоте поперечного сечения образцов 3-го типа с трещинами глубиной 25 мм в середине пролета (100x100x400 мм с искусственно сделанными трещинами с глубиной 25 мм в середине пролета).

В соответствии с планом эксперимента, каждая серия состояла из 3-х образцов, по 12 образцов каждого типа, всего было изготовлено 96 образцов. Все образцы твердели, до их распалубливания в течение первых 48 часов, укрытые пленкой для предотвращения испарения из них влаги, после распалубливания – под слоем систематически увлажняемых опилок в помещении при температуре 19-22 °С и влажности выше 50%.

Лабораторные испытания образцов проведены после 7, 14, 28 и 60 суток твердения в гидравлическом прессе с возможностью до 1500 кН на сжатие и до 150 кН на изгиб.

Прочность на сжатие определялась по формуле (1) [13]:

$$R_c = \alpha \cdot \frac{F_c}{A}, \quad (1)$$

где α – масштабный коэффициент при испытании на сжатие;

F_c – разрушающая нагрузка при сжатии;

A – площадь рабочего сечения образца.

Прочность на растяжение при изгибе определялась по формуле (2) [13]:

$$R_{ct} = \delta \cdot \frac{F_t \cdot l}{a \cdot b^2}, \quad (2)$$

где δ – масштабный коэффициент при испытании на растяжение;

F_t – разрушающая нагрузка на растяжение;

l – расстояние между опорами при испытании образцов на растяжении;

a, b – ширина и высота поперечного сечения призмы соответственно.

Прочность на осевое растяжение определялась по формуле (3) [14]:

$$R_{ctf} = \frac{R_{ct}}{1,75}. \quad (3)$$

Момент трещинообразования определен по формуле (4) [14]:

$$M_{crc} = R_{ct} \cdot \frac{bh^2}{3,5}, \quad (4)$$

где b, h – ширина и высота поперечного сечения образца соответственно.

Критический коэффициент интенсивности напряжений определен по формуле (5) [13]:

$$K_{Ic} = \sigma_{nc} \sqrt{(\pi \cdot l) \cdot Y(\lambda)}, \quad (5)$$

где σ_{nc} – номинальные нормальные напряжения;

$\pi = 3,1416$;

l – длина искусственно сделанных трещин;

$Y(\lambda)$ – коррекционный полином, определяемый по формуле (6) [13]:

$$Y(\lambda) = \frac{(1-\lambda)^2}{\sqrt{\pi}} [2 - 2,5\lambda + 13\lambda^2 - 23,2\lambda^3 + 24,8\lambda^4], \quad (6)$$

где $\lambda = l/h$, l – длина искусственно сделанных трещин; h – высота поперечного сечения образца.

Критическая скорость высвобождения энергии определена по формуле (7) [13]:

$$G_{Ic} = \frac{(K_{Ic})^2}{E_c}, \quad (7)$$

где E_c – модуль упругости бетона.

Модуль упругости для каждой призмы подсчитывался по формуле (8) [15]:

$$E_c = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_y}, \quad (8)$$

где σ_1 – приращение напряжения сжатия от нулевой нагрузки до нагрузки, равной 30% от предполагаемой разрушающей, определяемого по формуле (9):

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{A}, \quad (9)$$

где P_1 – нагрузка, равная 30% от предполагаемой разрушающей нагрузки;

A – площадь поперечного сечения призмы;

ε_y – суммарная относительная упругомгновенная продольная деформация на ступенях нагружения от нулевой нагрузки до 30% от предполагаемой разрушающей нагрузки, определяемой по формуле (10):

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta_y}{l}, \quad (10)$$

где Δ – суммарная абсолютная упругомгновенная продольная деформация на ступенях нагружения от нулевой нагрузки до 30% от предполагаемой разрушающей нагрузки;

l – база измерения деформаций.

Результаты и их обсуждение

Наиболее важные физико-механические характеристики бетона – это прочность на сжатие, прочность на растяжение при изгибе, прочность на осевое растяжение и момент трещинообразования [16].

В дополнение, для определения несущей способности бетонных и железобетонных конструкций с позиции механики разрушения, характеристики сопротивления трещинообразования также являются важными, в частности, критический коэффициент интенсивности напряжений и критическая скорость высвобождения энергии.

В рамках данного экспериментального исследования были определены: прочность на сжатие, прочность на растяжение при изгибе, прочность на осевое растяжение и момент трещинообразования, а также характеристики сопротивления трещинообразования, такие как критический коэффициент интенсивности напряжений и критическая скорость высвобождения энергии для образцов из высокопрочного бетона, изготовленных с применением модификатора МБ10-30С и с добавлением 1% базальтовой фибры и без неё.

Во время экспериментальных исследований были испытаны следующие типы образцов:

1. 8 серий образцов-кубов (по 4 серии с базальтовой фиброй и без неё) с размерами 100x100x100 мм для определения прочности на сжатие (таблица 1).

2. 8 серий образцов-призм (по 4 серии с базальтовой фиброй и без неё) с размерами 100x100x400 мм для определения прочности на изгиб (таблица 2).

3. 8 серий образцов-призм (по 4 серии с базальтовой фиброй и без неё) с размерами 100x100x400 мм со специально сделанными трещинами глубиной 25 мм для определения прочности на изгиб, а также характеристик механики разрушения (таблица 3).

4. 8 серий образцов-призм (по 4 серии с базальтовой фиброй и без неё) с размерами 100x75x400 мм для определения прочности на растяжение для сравнения показателей с образцами со специально сделанными трещинами (таблица 4).

Таблица 1 - Результаты лабораторных испытаний образцов из высокопрочного бетона с размерами 100x100x100 мм на сжатие

Период твердения, сутки	Среднее значение R_c образцов из высокопрочного бетона без добавления базальтовой фибры, МПа	Среднее значение R_c образцов из высокопрочного бетона с добавлением 1% базальтовой фибры, МПа
7	69.68	56.73
14	86.45	69.86
28	100.23	80.52
60	102.72	82.21

Таблица 2 - Результаты лабораторных испытаний образцов из высокопрочного бетона с размерами 100x100x400 мм на растяжение

Период твердения, сутки	Образцы из высокопрочного бетона без добавления базальтовой фибры			Образцы из высокопрочного бетона с добавлением 1% базальтовой фибры		
	Среднее R_{ct} , МПа	Среднее R_{ctf} , МПа	Среднее M_{cre} , Н.м	Среднее R_{ct} , МПа	Среднее R_{ctf} , МПа	Среднее M_{cre} , Н.м
7	6.73	3.84	1099.46	9.83	5.60	1605.21
14	7.19	4.12	1216.80	10.35	5.93	1752.19
28	7.57	4.32	1236.69	11.13	6.35	1817.93
60	8.16	4.66	1332.80	11.99	6.85	1959.21

Таблица 3 - Результаты лабораторных испытаний на растяжение образцов из высокопрочного бетона с размерами 100x100x400 мм со специально сделанными трещинами глубиной 25 мм в середине пролета

Период твердения, сутки	Образцы из высокопрочного бетона без добавления базальтовой фибры					Образцы из высокопрочного бетона с добавлением 1% базальтовой фибры				
	Среднее R_{ct} , МПа	Среднее R_{ctf} , МПа	Среднее M_{cre} , Н.м	Среднее K_{Ic} , МПа·м ^{0.5}	Среднее G_{Ic} , Н/м	Среднее R_{ct} , МПа	Среднее R_{ctf} , МПа	Среднее M_{cre} , Н.м	Среднее K_{Ic} , МПа·м ^{0.5}	Среднее G_{Ic} , Н/м
7	5.89	3.37	543.31	0.599	9.624	8.66	4.95	798.66	0.881	14.147
14	6.36	3.54	599.76	0.633	10.270	9.16	5.10	863.63	0.912	14.789
28	6.51	3.72	646.90	0.649	10.408	9.51	5.43	944.45	0.948	15.196
60	6.90	3.94	659.54	0.657	10.574	9.87	5.63	953.14	0.959	15.221

Таблица 4 - Результаты лабораторных испытаний образцов из высокопрочного бетона с размерами 100x75x400 мм на растяжение

Период твердения, сутки	HSC Specimens without BF			HSC Specimens with 1% BF		
	Среднее R_{ct} , МПа	Среднее R_{ctf} , МПа	Среднее M_{cre} , Нм	Среднее R_{ct} , МПа	Среднее R_{ctf} , МПа	Среднее M_{cre} , Нм
7	6.48	3.69	578.56	9.39	5.35	838.91
14	6.73	3.85	607.62	9.62	5.51	868.89
28	7.07	4.07	653.88	10.39	5.98	961.20
60	7.40	4.22	685.09	10.80	6.16	1000.23

На рис. 1 показаны диаграммы изменения прочности на сжатие образцов в зависимости от периода твердения.

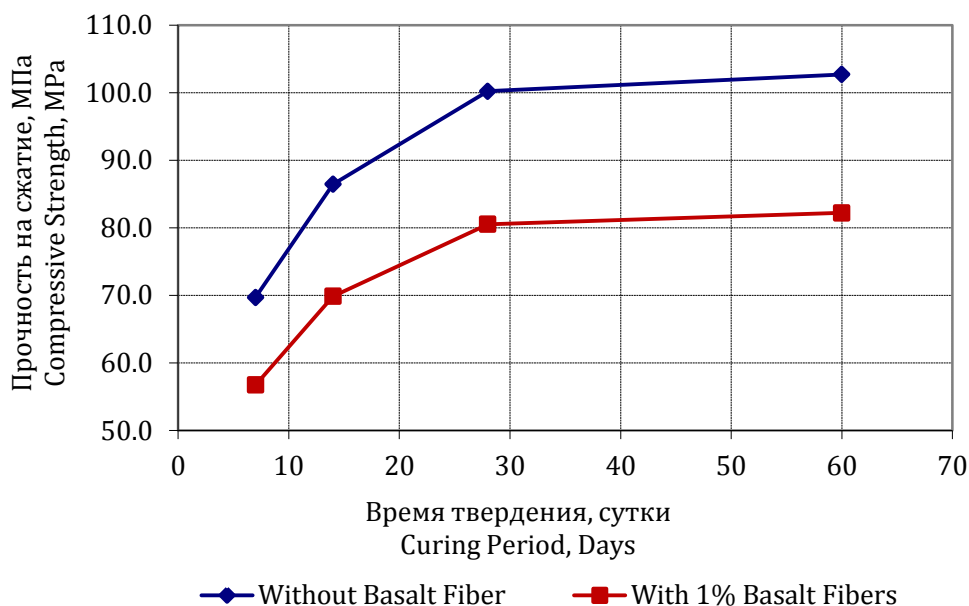


Рисунок 1 - Прочность на сжатие образцов из высокопрочного бетона с размерами 100x100x100 в зависимости от периода твердения

Анализ диаграмм, изображенных на рис. 1, показывает, что рост прочности в образцах из высокопрочного бетона плавный и равномерный, независимо от того, добавлена базальтовая фибра или нет.

Испытание образцов (таблица 1 и рис. 1) показали, что добавление базальтовой фибры в высокопрочный бетон снижает прочность образцов на 18-20%. Они также показали, что прочность на сжатие образцов в 7-суточном возрасте достигает 70% от её значения в 28-суточном возрасте независимо добавления базальтовой фибры.

Диаграммы на рис. 2, 3 и 4 показывают кинетику поведения при растяжении образцов из высокопрочного бетона в зависимости от периода твердения.

Анализируя диаграммы на рис. 2, 3 и 4, а также таблицы 2, 3 и 4 можно прийти к выводу, что добавление 1% базальтовой фибры от массы высокопрочного бетона повышает его поведение при растяжении на 42-48%.

Результаты лабораторных испытаний образцов-призм 100x100x400 мм со специально сделанными трещинами глубиной 25 мм и образцов-призм 100x75x400 мм, независимо от того, добавлена базальтовая фибра или нет, показывают, что, не смотря на одинаковую высоту поперечного сечения в середине пролета, из-за присутствия искусственно сделанных трещин, прочность на растяжение при изгибе и прочность на осевое растяжение образцов с трещинами ниже в среднем на 8%.

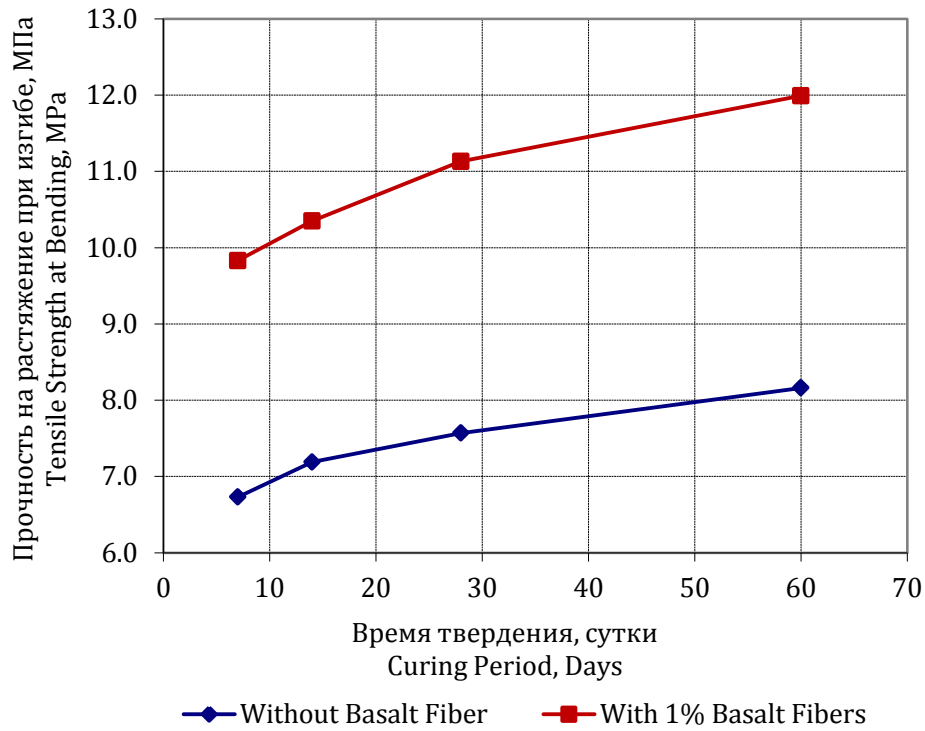


Рисунок 2 - Прочность на растяжение при изгибе образцов из высокопрочного бетона с размерами 100x100x400 в зависимости от периода твердения

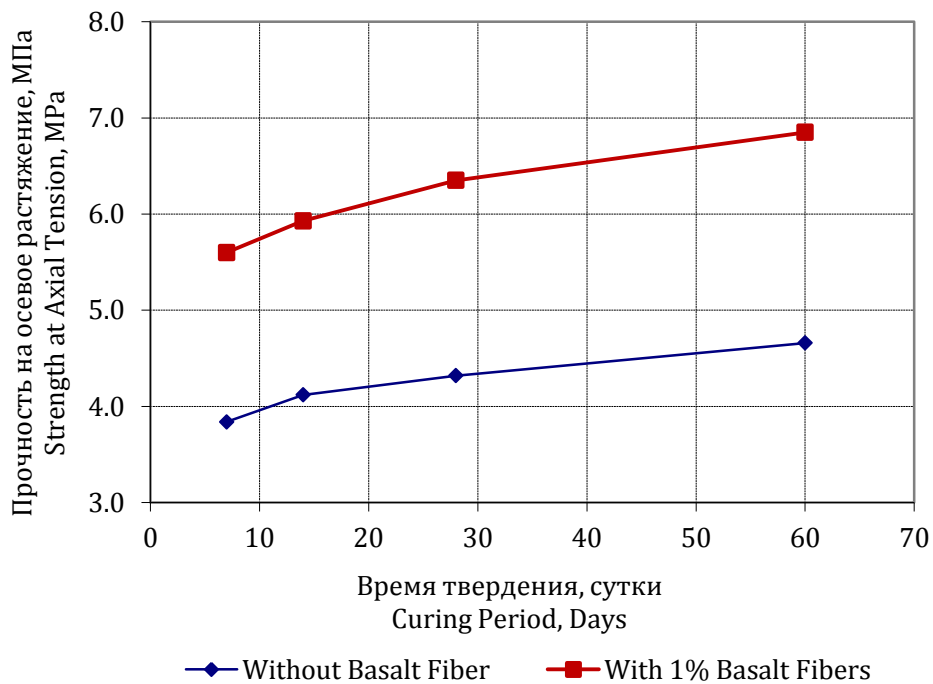


Рисунок 3 - Прочность на осевое растяжение образцов из высокопрочного бетона с размерами 100x100x400 в зависимости от периода твердения

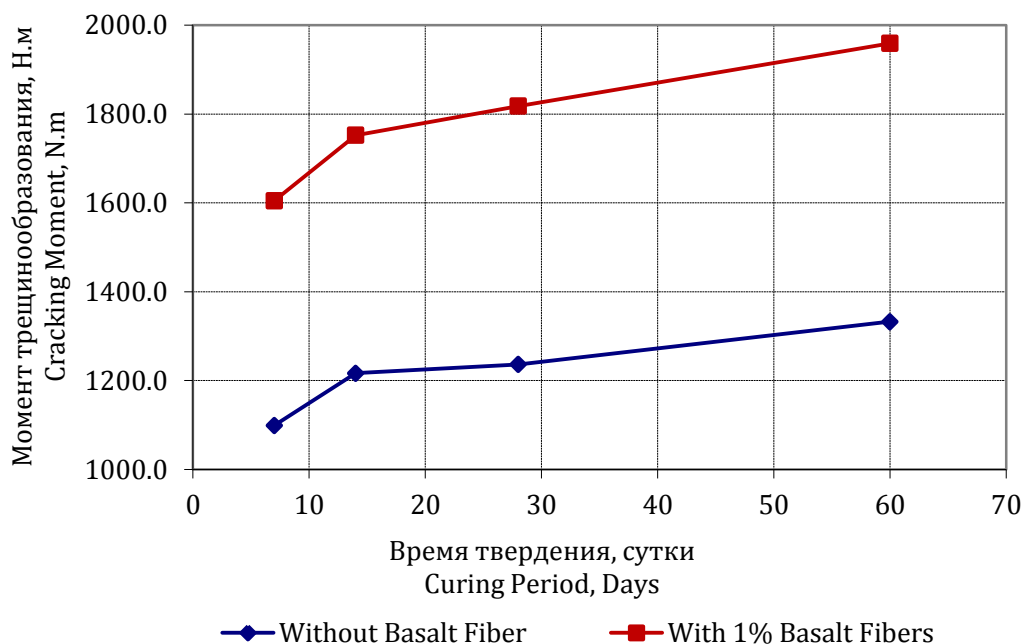


Рисунок 4 - Момент трещинообразования образцов из высокопрочного бетона с размерами 100x100x400 в зависимости от периода твердения

Испытания 3-х типов образцов-призм (с добавлением 1% базальтовой фибры и без неё) свидетельствуют, что независимо от того, добавлена базальтовая фибра или нет, значения прочности на растяжение разные и распределены следующим образом:

- максимальное значение прочности получено у образцов-призм с размерами 100x100x400 мм без искусственно сделанных трещин;
- прочность образцов-призм с размерами 100x75x400 мм без искусственных трещин ниже в среднем на 6% из-за снижения высоты поперечного сечения на 25 мм;
- прочность образцов-призм с размерами 100x100x400 мм с искусственными трещинами в середине пролета в среднем ниже из-за присутствия концентратора напряжений в форме трещин глубиной 25 мм.

В рамках исследования планировалось определить 2 фактора, а именно снижение высоты поперечного сечения изгибаемого элемента и присутствие искусственно сделанных трещин в растянутой зоне, и в какой степени эти факторы влияют на снижение момента трещинообразования. После анализа таблиц 2, 3 и 4, получены следующие выводы, независимо от того, добавлена базальтовая фибра или нет:

- Снижение высоты поперечного сечения на 25 мм снижает момент трещинообразования в среднем на 42-46%;
- Присутствие концентратора напряжений в форме искусственно сделанных трещин глубиной 25 мм по высоте поперечного сечения в растянутой зоне снижает момент трещинообразования в среднем на 48-50%.

На рис. 5 и 6 показана зависимость критического коэффициента интенсивности напряжений и критической скорости высвобождения энергии на период твердения образцов из высокопрочного бетона с трещинами.

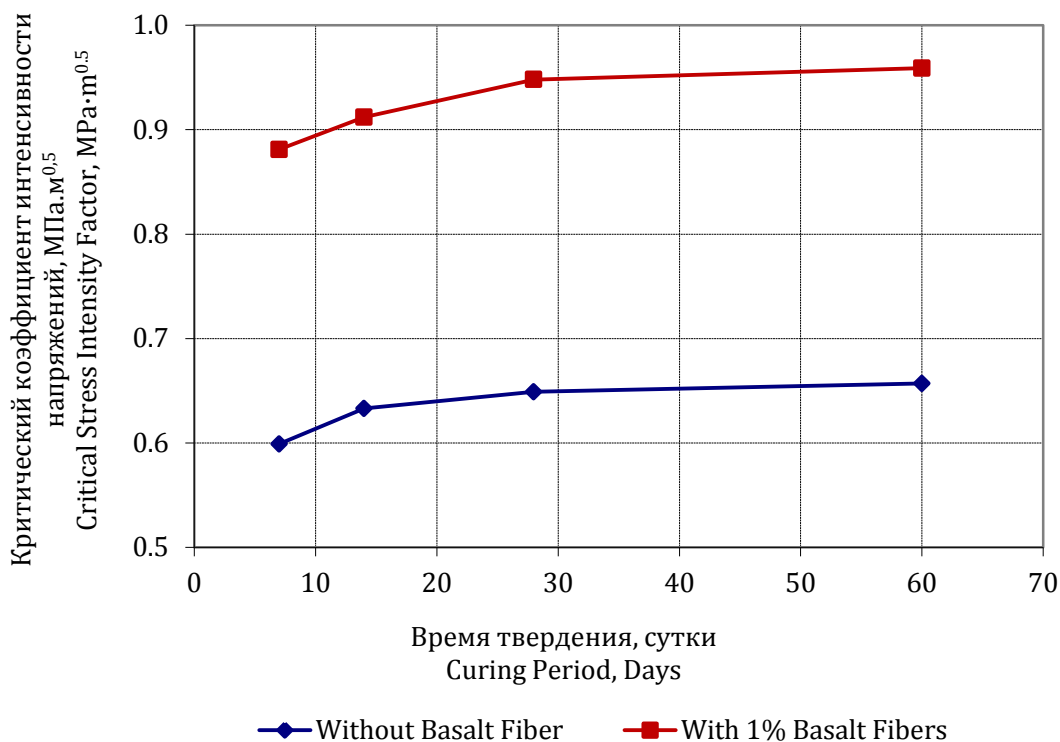


Рисунок 5 - Критический коэффициент интенсивности напряжений в зависимости от времени твердения образцов из высокопрочного бетона с размерами 100x100x400 мм

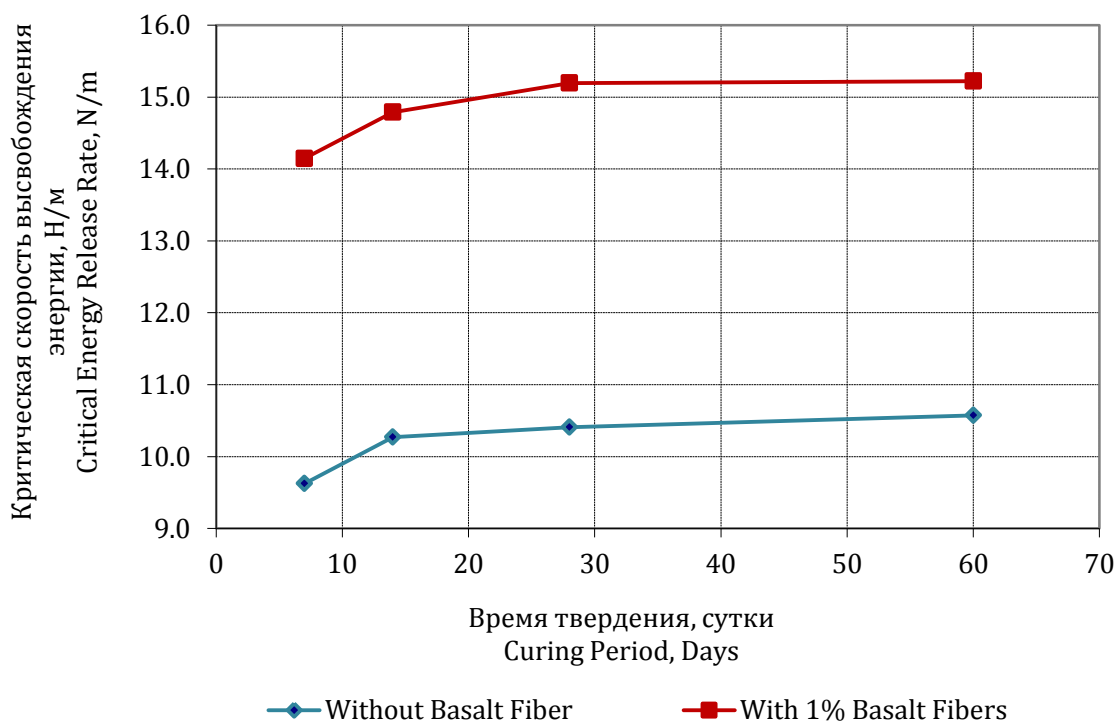


Рисунок 6 - Критическая скорость высвобождения энергии в зависимости от времени твердения образцов из высокопрочного бетона с размерами 100x100x400 мм

Анализ рис. 1-6 и таблиц 1-4 показывает, что параметры механики разрушения, включая физико-механические характеристики высокопрочного бетона, приготовленного с применением модификатора МБ10-30С, независимо от того, добавлена базальтовая фибра или нет, интенсивно растут в первые 7 суток твердения, и этот рост плавный и равномерный.

Результаты исследований также свидетельствуют, что добавление 1% базальтовой фибры от массы высокопрочного бетона снижает его прочность на сжатие на 18-20%, но в то же время, повышает его поведение при растяжении на 42-48%.

Заключение

Основываясь на экспериментальных исследованиях высокопрочного бетона с применением модификатора МБ10-30С с добавлением 1% базальтовой фибры и без неё, были определены следующие параметры:

1. Физико-механические характеристики, такие как прочность на сжатие, прочность на растяжение при изгибе, прочность на осевое растяжение и момент трещинообразования.
2. Параметры механики разрушения, такие как критический коэффициент интенсивности напряжений и критическая скорость высвобождения энергии, а также их зависимость от периода твердения.
3. Влияние трещин в изгибаемом элементе на величину момента трещинообразования.
4. Добавление 1% базальтовой фибры от массы высокопрочного бетона снижает прочность на сжатие на 18-20%, но в то же время, повышает прочность на растяжение при изгибе на 42-48%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Оснос С.П., Краюшкина Е.В., Химерик Т.Ю. Армирующие и композитные материалы на основе БНВ в дорожном строительстве // Композитный мир. 2017. №5. С. 52-64.
2. Sadrmomtazi A., Tahmouresi B., Saradar A. Effects of silica fume on mechanical strength and microstructure of basalt fiber reinforced cementitious composites (BFRCC) // Construction and Building Materials. 2018. No 162. Pp. 321-333.
3. Dong J.F., Wang Q.Y., Guan Z.W. Material properties of basalt fibre reinforced concrete made with recycled earthquake waste // Construction and Building Materials. 2017. No 130. Pp. 241-251.
4. Borhan T.M. Properties of glass concrete reinforced with short basalt fibre // Materials & Design. 2012. No 42. Pp. 265-271.
5. Перфилов В.А., Зубова М.О. (2015). Влияние базальтовых волокон на прочность мелкозернистых фибробетонов // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. 2015. №1(37). С. 1-4.
6. Баранов А.С. Прочность пресованного пластифицированного фибробетона // Технические науки – от теории к практике. 2014. №34. С. 1-8.
7. High C., Seliem H.M., El-Safty A., Rizkalla S.H. Use of basalt fibers for concrete structures // Construction and Building Materials. 2015. Vol. 96. Pp. 37-46.
8. Ayub T., Shafiq N., Nuruddin M.F. Mechanical Properties of High-performance Concrete Reinforced with Basalt Fibers // Procedia Engineering. 2014. Vol. 77. Pp. 131-139.
9. Branston J., Das S., Kenno S.Y., Taylor C. Influence of basalt fibres on free and restrained plastic shrinkage // Cement and Concrete Composites. 2016. Vol. 74. Pp. 182-190.
10. Kizilkanat A.B., Kabay N., Akyüncü V., Chowdhury S., Akça A.H. Mechanical properties and fracture behavior of basalt and glass fiber reinforced concrete: An experimental study // Construction and Building Materials. 2015. Vol. 100. Pp. 218-224.
11. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Аль-Омаис Д., Зайцев А.С. Высокопрочные бетоны в конструкции фундаментов высотного комплекса "ОКО" в ММДЦ "Москва-Сити" // Промышленное и гражданское строительство. 2017. №3. С. 53-57.
12. Karpenko N.I., Mishina A.V., Travush V.I. Impact of Growth on Physical, Mechanical and Rheological Properties of High Strength Steel Fiber Reinforced Concrete // Procedia Engineering. 2015. Vol. 111. Pp. 390-397.
13. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам, Москва, 2013.
14. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения, Москва, 2015.
15. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона, Москва, 2005.
16. Ключев С.В. Экспериментальные исследования фибробетонных конструкций // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2011. № 4. С. 71-75.

Харун Махмуд

Российский университет дружбы народов, г. Москва, Россия
кандидат технических наук, доцент департамента строительства инженерной академии,
E-mail: kharun_m@pfur.ru

Коротеев Дмитрий Дмитриевич

Российский университет дружбы народов, г. Москва, Россия
кандидат технических наук, доцент департамента строительства инженерной академии,
E-mail: koroteev_dd@pfur.ru

Йович Марко

Российский университет дружбы народов, г. Москва, Россия
магистрант департамента строительства инженерной академии,
E-mail: marko-yovich@yandex.ru

Волков Евгений Алексеевич

Российский университет дружбы народов, г. Москва, Россия
магистрант департамента строительства инженерной академии,
E-mail: evgvlkad@gmail.com

KHARUN M., KOROTEEV D.D., JOVIC M., VOLKOV E.A.

PARAMETERS OF FRACTURE MECHANICS OF BASALT-FIBERED HIGH-STRENGTH CONCRETE

Currently, basalt fibers are used in construction as a dispersed reinforcement of concrete and reinforced concrete structures in high-rise buildings, bridges, airport runways and highway pavements. Mass production of high-strength concrete in Russia is largely associated with the use of organomineral modifiers of the MB and Embelit series containing microsilica, fly ash, curing regulator and superplasticizer C-3 in different proportions.

The research of features of high-strength concrete (with 1% of basal fiber and without basalt fiber), manufactured with the use of modifier MB10-30C, was made on samples with detentions 100x100x100 mm, 100x100x400 mm, 100x100x400 mm with the artificial crack of 25 mm deep in the middle of the span, and also 100x75x400 mm (75 mm height was taken equal to the height of the section above the crack of the 2nd type of prisms).

The compressive strength, the tensile strength at bending, the strength at axial tension, the cracking moment, and also the characteristics of fracture mechanics, such as: the critical stress intensity factor and the critical energy release rate, in various periods of curing (7, 14, 28 and 60 days of curing) were determined under the research. Influence of cracks in the bending element on the value of the cracking moment was also determined under the research.

The research results show that the use of basalt fibers in MB10-30C modifier based high-strength concrete resulted in a decrease in the compressive strength, but at the same time, enhance the tensile strength.

Keywords: *compressive strength, cracking moment, critical energy release rate, critical stress intensity factor, tensile strength at bending, strength at axial tension.*

REFERENCES

1. Osnos S.P., Krayushkina Ye.V., Khimerik T.YU. Armiruyushchiye i kompozitnyye materialy na osnove BNV v dorozhnom stroitel'stve [reinforcing and composite materials based on CBF in road construction]. *Kompozitnyy mir*. 2017. No 5. Pp. 52-64. (rus)
2. Sadrmohtazi A., Tahmouresi B., Saradar A. Effects of silica fume on mechanical strength and microstructure of basalt fiber reinforced cementitious composites (BFRCC). *Construction and Building Materials*. 2018. No 162. Pp. 321-333.
3. Dong J.F., Wang Q.Y., Guan Z.W. Material properties of basalt fibre reinforced concrete made with recycled earthquake waste. *Construction and Building Materials*. 2017. No 130. Pp. 241-251.

4. Borhan T.M. Properties of glass concrete reinforced with short basalt fibre. *Materials & Design*. 2012. No 42. Pp. 265-271.
5. Perfilov V.A., Zubova M.O. (2015). Vliyaniye bazal'tovykh volokon na prochnost' melkozer-nistykh fibrobetonov [Influence of basalt fibers on the strength of fine-grained fiber-reinforced concrete]. *Internet-vestnik VolgGASU. Ser.: Politematicheskaya*. 2015. No 1(37). Pp. 1-4. (rus)
6. Baranov A.S. Prochnost' pressovannogo plastifitsirovannogo fibrobetona [Strength of pressed plasticized fibrous concrete]. *Tekhnicheskkiye nauki – ot teorii k praktike*. 2014. No 34. Pp. 1-8. (rus)
7. High C., Seliem H.M., El-Safty A., Rizkalla S.H. Use of basalt fibers for concrete structures. *Construction and Building Materials*. 2015. Vol. 96. Pp. 37-46.
8. Ayub T., Shafiq N., Nuruddin M.F. Mechanical Properties of High-performance Concrete Reinforced with Basalt Fibers. *Procedia Engineering*. 2014. Vol. 77. Pp. 131-139.
9. Branston J., Das S., Kenno S.Y., Taylor C. Influence of basalt fibres on free and restrained plastic shrinkage. *Cement and Concrete Composites*. 2016. Vol. 74. Pp. 182-190.
10. Kizilkanat A.B., Kabay N., Akyüncü V., Chowdhury S., Akça A.H. Mechanical properties and fracture behavior of basalt and glass fiber reinforced concrete: An experimental study. *Construction and Building Materials*. 2015. Vol. 100. Pp. 218-224.
11. Kapriyev S.S., Sheynfel'd A.V., Al'-Omais D., Zaytsev A.S. Vysokoprochnyye betony v konstruktsii fundamentov vyshotnogo kompleksa "OKO" v MMDTS "Moskva-Siti" [High-strength concrete in the design of the foundations of the high-altitude complex "OKO" in the Moscow-City MIBC]. *Promyshlennoye i grazh-danskoye stroitel'stvo*. 2017. No 3. Pp. 53-57. (rus)
12. Karpenko N.I., Mishina A.V., Travush V.I. Impact of Growth on Physical, Mechanical and Rheological Properties of High Strength Steel Fiber Reinforced Concrete. *Procedia Engineering*. 2015. Vol. 111. Pp. 390-397.
13. Russian National Standard GOST 10180-2012. Betony. Metody opredeleniya prochnosti po kontrol'nym obraztsam [Concretes. Methods for determining the strength of the control samples]. Moscow, 2013. (rus)
14. Russian Building Code SP 63.13330.2012. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruktsii. Osnovnyye polozheniya [Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions]. Moscow, 2015. (rus)
15. Russian National Standard GOST 24452-80. Betony. Metody opredeleniya prizmennoy prochnosti, modulya uprugosti i koeffitsiyenta Puassona [Concretes. Methods for determining prism strength, modulus of elasticity and Poisson's ratio]. Moscow, 2005. (rus)
16. Klyuyev S.V. Eksperimental'nyye issledovaniya fibrobetonnykh konstruktsiy [Experimental studies of fiber-concrete structures]. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktsiy i sooruzheniy*. 2011. No 4. Pp. 71-75. (rus)

Makhmud Kharun

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russia,
PhD, Associate professor of the Department of Civil Engineering, Academy of Engineering,
E-mail: kharun_m@pfur.ru

Koroteev Dmitry D.

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russia,
PhD, Associate professor of the Department of Civil Engineering, Academy of Engineering,
E-mail: koroteev_dd@pfur.ru

Marko Jovic

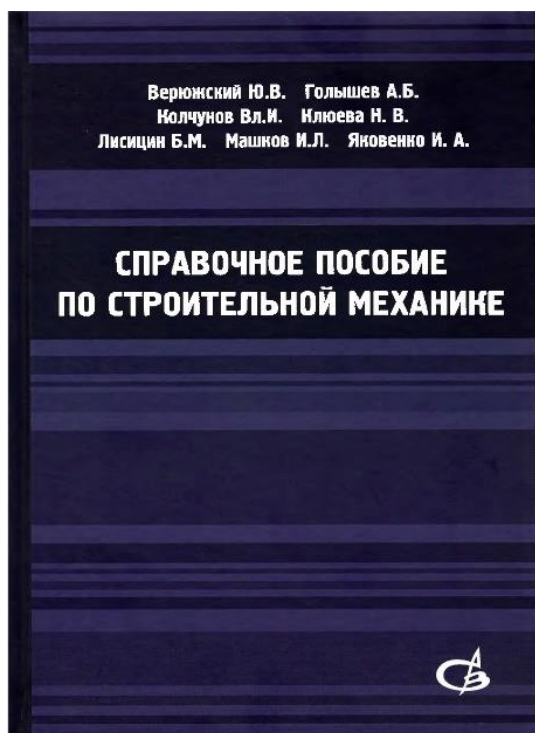
Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russia,
Masters student of the Department of Civil Engineering, Academy of Engineering,
E-mail: marko-yovich@yandex.ru

Volkov Evgeny A.

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russia,
Masters student of the Department of Civil Engineering, Academy of Engineering,
E-mail: evgvlkad@gmail.com

ОТЗЫВ НА УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ «СПРАВОЧНОЕ ПОСОБИЕ ПО СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКЕ»

**Верюжский Ю. В., Голышев А. Б., Колчунов Вл. И., Ключева Н. В., Лисицин Б. М.,
Машков И. Л., Яковенко И. А. Справочное пособие по строительной механике. В
двух томах. Учебное пособие. Том I, 640 с., Том II, 432 с. М.: Издательство АСВ, 2014.**



В издательстве АСВ в 2014 году было опубликовано справочное пособие по строительной механике в двух томах.

Пособие содержит основные методические и теоретические положения расчета стержневых систем из различных материалов, в том числе железобетона, на различные виды нагрузок, а также основы теории пространственных систем пластин и оболочек.

В первый том пособия включены такие разделы как расчет статически определимых и неопределимых конструктивных систем, особые расчеты стержневых систем на устойчивость, на действие динамической нагрузки, расчет железобетонных конструкций в сложных инженерно-геологических условиях, вопросы сопротивления железобетонных стержневых систем, связанные с длительным дей-

ствием внешней нагрузки, и нелинейная устойчивость железобетонных стержней при кратковременном и длительном нагружении.

Второй том пособия содержит такие разделы как физическое и математическое моделирование конструкций плит, оболочек, нитей конечной жесткости, численные, вариационные, вариационно-разностные, проекционные и проекционно-разностные методы расчета строительных конструкций, методы потенциала, а также некоторые классы специальных функций, применяемых для решения задач механики твердого тела, и метод предельного равновесия.

В пособии, пожалуй, впервые на конкретных примерах показана связь конструктивных и расчетных схем сооружений, а решение задач доведено до практических результатов, с максимальным приближением к действительной работе сооружений. Это и специальные разделы, которые знакомят читателя с сопротивлением железобетонных конструкций в сложных инженерно-геологических условиях, с учетом физической нелинейности их сопротивления и просадки грунтов. Также затронута проблемная задача железобетона, связанная с анализом сопротивления в зоне наклонных трещин. Значительное внимание уделено длительным процессам, происходящим в железобетоне, остающимся до настоящего времени основным строительным конструкционным мате-

риалом, а также решениям задач устойчивости железобетонных стержней при учете не только физической нелинейности, но и длительных процессов.

Важно, что все разделы подкреплены конкретными практическими примерами, что дает возможность обучаемому задумываться о реальных причинах сопротивления строительных конструкций зданий и сооружений при их практическом расчете.

С целью лучшего запоминания и акцентирования основных зависимостей строительной механики, авторы сочли возможным включить в каждый раздел эпиграфы в поэтической форме.

Пособие может быть полезно студентам и аспирантам строительных вузов и факультетов, инженерам-проектировщикам, которые по роду своей деятельности связаны с прочностными расчетами различных конструкций.

В.И. Коробко

Заслуженный деятель науки РФ,

д.т.н., профессор кафедры строительных
конструкций и материалов,

ОГУ им. И. С. Тургенева

Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями
к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется страницами текста на листах **формата А4** и содержит от **4 до 9 страниц**; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья должна быть набрана шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и вверху – 2 см.
- Статья предоставляется в **1 экземпляре** на бумажном носителе и в электронном виде (по электронной почте или на любом электронном носителе).
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна статья одного автора**, включая соавторство.
- **Плата с аспирантов за публикацию рукописей не взимается.**
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки – РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:

- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** описывает цели и задачи проведенного исследования, а также возможности его практического применения, указывает, что нового несет в себе материал; рекомендуемый объем – не менее 100 слов;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи.

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации.

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте www.build.oreluniver.ru

Адрес издателя:

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302026, Орловская область, г. Орел, ул. Комсомольская д. 95
+7 (4862) 777-318

www.oreluniver.ru
E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302006, г. Орел, ул. Московская, 77.
+7 (4862) 73-43-49

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор С.Ю. Савин
Компьютерная верстка С.Ю. Савин

Подписано в печать 15.10.2018 г.
Дата выхода в свет 22.10.2018 г.
Формат 70×108 1/16. Печ. л. 7,94.
Цена свободная. Тираж 500 экз.
Заказ № _____

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической
базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.