

Редакционный совет:

Голенков В.А. д.т.н., проф., председатель
Радченко С.Ю. д.т.н., проф.,
зам. председателя
Борзенков М.И. к.т.н., доц., секретарь
Астафичев П.А. д.ю.н., проф.
Иванова Т.Н. д.т.н., проф.
Киричек А.В. д.т.н., проф.
Колчунов В.И. д.т.н., проф.
Константинов И.С. д.т.н., проф.
Новиков А.Н. д.т.н., проф.
Попова Л.В. д.э.н., проф.
Степанов Ю.С. д.т.н., проф.

Главный редактор:

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

Заместители главного редактора:

Данилевич Д.В. к.т.н., доц.
Колесникова Т.Н. д. арх., проф.
Коробко В.И. д.т.н., проф.

Редколлегия:

Бок Т. д.т.н., проф. (Германия)
Бондаренко В.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Гордон В.А. д.т.н., проф.
Емельянов С.Г. советник РААСН, д.т.н., проф.
Карпенко Н.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Коробко А.В. д.т.н., проф.
Король Е.А. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Римшин В.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Сергейчук О.В. д.т.н., проф. (Украина)
Серпик И.Н. д.т.н., проф.
Тамразян А.Г. д.т.н., проф.
Тур В.В. д.т.н., проф. (Белоруссия)
Турков А.В. д.т.н., проф.
Федоров В.С. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Федорова Н.В. советник РААСН, д.т.н., проф.
Чернышов Е.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Шах Р. д.т.н., 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
www.build.oreluniver.ru
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»

© ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева», 2016

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

- Башкатов А.В., Трещев А.А.** Определение напряженно - деформированного состояния комплексной железобетонной плиты с полимербетонным слоем под действием агрессивной среды 3
- Колчунов В.И., Осовских Е.В., Алькади С.А.** Экспериментальные исследования фрагмента каркаса многоэтажного здания с железобетонными элементами составного сечения 13
- Колчунов В.И., Сальников А.С.** Результаты экспериментальных исследований трещинообразования железобетонных конструкций при кручении с изгибом 22
- Коробко А.В., Прокуров М.Ю.** Автоматизированный подсчет коэффициента формы односвязных плоских областей с выпуклым полигональным контуром 29
- Серпик И.Н., Комшин Б.Е., Балабин П.Ю., Томлеева С.В.** Оптимизация стальных плоских рам при допущении упруго-пластической работы материала 41
- Турков А.В., Макаров А.А.** Экспериментальные исследования систем перекрестных балок из деревянных элементов на квадратном плане с размером ячеек 0,4x0,4 м на динамические и статические нагрузки при изменении податливости связей 51

Безопасность зданий и сооружений

- Кашеварова Г.Г., Тонков Ю.Л.** Автоматизированный поиск четкого значения категории технического состояния строительных конструкций в задачах экспертного заключения 57
- Тур В.В., Дереченник С.С.** Новый критерий для оценивания соответствия прочности бетона в условиях ограниченной выборки результатов испытаний 71
- Уткин В.С., Соловьев С.А.** Определение предельной нагрузки на металлическую балку по критерию перемещений (прогиба) на стадии эксплуатации 85
- Федорова Н.В., Кореньков П.А.** Статико-динамическое деформирование монолитных железобетонных каркасов зданий в предельных и запредельных состояниях 90

Строительные материалы и технологии

- Ерофеев В.Т., Ликомаскина М.А.** Исследование стойкости модифицированных асфальтобетона в климатических условиях черноморского побережья 101
- Низовцев М.И., Стерлягов А.Н.** Тепло-влажностные характеристики теплоизоляционной фасадной системы зданий на основе панелей с вентилируемыми каналами 112

- Отзыв на монографию «Теория и расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов»** 120

- Всероссийский профессиональный конкурс по присуждению премии имени Гришманова И.А.** 122

Editorial council:

Golenkov V.A. *Doc. Sc. Tech., Prof., president*

Radchenko S.Y. *Doc. Sc. Tech., Prof., vice-president*

Borzenkov M.I. *Candidat Sc. Tech., Assistant Prof.*

Astafichev P.A. *Doc. Sc. Law., Prof.*

Ivanova T.N. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Kirichek A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

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

Konstantinov I.S. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Novikov A.N. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Popova L.V. *Doc. Ec. Tech., Prof.*

Stepanov Y.S. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Editor-in-chief

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

Editor-in-chief assistants:

Danilevich D.V. *Candidat Sc. Tech., Assistant Prof.*

Kolesnikova T.N. *Doc. Arc., Prof.*

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

Editorial committee

Bock T. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*

Bondarenko V.M. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Gordon V.A. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Emelyanov S.G. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Karpenko N.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Korobko A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Korol E.A. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

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

Sergeyчук O.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Ukraine)*

Serpik I.N. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Tamrazyan A.G. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Tur V.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Belorussia)*

Turkov A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Fyodorov V.S. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Fyodorova N.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Chernyshov E.M. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Schach R. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*

Responsible for edition:

Savin S.Yu. *Candidat Sc. Tech*

The edition address: 302006, Orel,

Street Moscow, 77

+7 (4862) 73-43-49

www.build.oreluniver.ru

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:

ПИ №ФС 77-67169 from 16 september 2016

Index on the catalogue of the «**Pressa Rossii**»
86294

© Orel State University, 2016

Contents

Theory of engineering structures. Building units

Bashkatov A., Treschev A. Defining stress-strain state of reinforced slab with polymer-concrete layer under aggressive environment	3
Kolchunov V., Osovskih E., Alkady S. An experimental study of the frame's fragment of high-rise building with reinforced concrete elements, which have composite sections	13
Kolchunov V.I., Salnikov A. The results of experimental studies cracking of reinforced concrete constructions at torsion with bending	22
Korobko A., Prokurov M. Automated calculation of form factor of simply connected plane domains with convex polygonal contour	29
Serpik I., Komshin B., Balabin P., Tomleeva S. Optimization of steel plane frames with permission of elastic-plastic strains of material	41
Turkov A., Makarov A. Pilot studies of systems of cross beams from wooden elements on the square plan with a size of cells of 0,4x0,4 m for dynamic and static loadings at change of the pliability of communications	51

Building and structure safety

Kashevarova G., Tonkov Yu. Automated search of clear-cut value category technical condition of constructions in problems of expert opinions	57
Tur V., Derechennik S. A new conformity criterion for concrete strength assessment under limited groups of the test results	71
Utkin V., Solovyev S. The evaluation of ultimate load on existing steel beams by deflection criterion	85
Fyodorova N., Korenkov P. Static and dynamic deformation of monolithic reinforced concrete frame building in ultimate limit and beyond limits states.....	90

Construction materials and technologies

Erofeev V., Likomaskina M. Study of resistance of modified asphalt – concrete in climatic conditions of the black sea coast	101
Nizovtsev M., Sterlyagov A. Heat-moisture features of the heat-insulating facade system buildings based panels with ventilated channels	112

Review of the monograph "The theory and calculation of reinforced concrete structures, taking into account long-term processes"	120
--	-----

Russian professional contest for the award named after Grishmanov I.A.	122
--	-----

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННО - ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОМПЛЕКСНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ С ПОЛИМЕРБЕТОННЫМ СЛОЕМ ПОД ДЕЙСТВИЕМ АГРЕССИВНОЙ СРЕДЫ

В настоящей статье рассматривается построение конечно-элементной модели определения напряженно-деформированного состояния армированных плит в условиях действия активной деформации и простого нагружения в сочетании с длительным воздействием хлоридсодержащей эксплуатационной среды. При решении данной задачи учитывается нелинейная чувствительность основного материала (бетона) к виду напряженного состояния, пластические деформации в арматуре, деградация защитного полимербетона при воздействии внешней агрессивной среды. Результаты расчета подтверждают, что учёт нелинейности диаграмм деформирования и кинетики агрессивных эксплуатационных сред вносит значительные коррективы в напряжённо-деформированное состояние конструкций, что особенно важно при проектировании и поверочных расчетах строительных конструкций объектов промышленности и дорожной сети.

Ключевые слова: конечные элементы, армированные плиты, хлоридсодержащие эксплуатационные среды, полимербетон, нелинейная чувствительность к виду напряженного состояния.

Рассматриваемые в данной работе материалы – железобетон и полимербетон, как конструкционные получили широкое распространение в строительстве сооружений всех видов и назначения. Однако присущая бетонам ярко выраженная разнсопротивляемость [1, 2] не позволяет использовать при прочностных расчетах конструкций классические методы строительной механики. Так же следует отметить, что у большинства видов бетонов при изменении вида напряженного состояния наблюдается существенная нелинейность диаграмм деформирования [1, 2].

Кроме того, конструкции часто подвержены воздействию агрессивных эксплуатационных сред, вследствие чего происходит изменение физико-механических свойств материала. Одной из наиболее распространенных агрессивных эксплуатационных сред является хлорид натрия (NaCl), который имеет как природный характер (соленая морская вода и морской туман), так и техногенный (повсеместно встречается в составе средств антиобледенителей и различных технологических сред).

Анализ известных определяющих соотношений для материалов с усложненными свойствами, эксплуатируемых в агрессивных средах, показал, что существующие теории и методики имеют ряд недостатков, не учитывающих важных особенностей деформирования материалов, что во многих случаях приводит к значительным погрешностям получаемых аппроксимаций экспериментальных данных [1, 3, 4].

Наиболее универсальной и непротиворечивой теорией деформирования разнсопротивляющихся материалов является теория Н.М. Матченко и А.А. Трещева, предложенная авторами в работе [1, 2]. В своей теории авторы для описания свойств разнсопротивляемости структурно изотропных и анизотропных материалов предлагают использовать нормированные пространства напряжений. Численный анализ рассматриваемой теории проводился в различных работах, среди которых исследование, проведенное в [5] при расчете НДС железобетонных плит, прошедших глубокое экспериментальное исследование в опытах Г. Баха и О. Графа, В. Гелера и Х. Амоса [6, 7], признанных в работе Н.И. Карпенко [8].

В свою очередь методика учета кинетики агрессивной сред, предложенная в работе [9], позволяет наиболее корректно и полно описать кинетику агрессивной среды.

Таким образом, авторы представленной работы, обобщив два указанных выше направления исследования, предлагают математическую модель расчета НДС железобетонных конструкций с учетом воздействия внешних эксплуатационных сред и разносопротивляемости материала.

Решать данную задачу предложено используя модификацию гибридных КЭ с пятью степенями свободы в узле и матрицей жесткости, полученной непосредственно для произвольного плоского треугольного элемента [10]. Данный конечный элемент разработан на основе двух модификаций гибридных КЭ, предложенных Р. Куком [11].

Построение конечно-элементной модели определения НДС слоистых армированных плит из нелинейного материала подробно описано авторами в работе [12].

Задачу изгиба железобетонных плит, независимо от геометрической конфигурации, предлагается рассматривать в условиях активной деформации и простого нагружения, при этом авторами используется потенциал деформаций, представленный в работе А.А. Трещева [1], в «рамки» которого укладываются упругопластические свойства бетона как нелинейного материала:

$$W_1 = (A_e + B_e \xi) \sigma^2 + (C_e + D_e \xi + E_e \eta \cdot \cos 3\varphi) \tau^2 + [(A_p + B_p \xi) \sigma^2 + (C_p + D_p \xi + E_p \eta \cdot \cos 3\varphi) \tau^2]^n \quad (1)$$

где A_e, B_e, C_e, D_e, E_e и A_p, B_p, C_p, D_p, E_p – константы потенциала, ξ, η – нормированные нормальные и касательные напряжения на октаэдрической площадке, σ и τ – нормальные и касательные напряжения, φ – фаза напряжений;

$$S_0 = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}; \quad \xi = \frac{\sigma}{S_0}; \quad \eta = \frac{\tau}{S_0}; \quad \cos 3\varphi = \frac{\sqrt{2} \det(S_{ij})}{\tau^3};$$

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \sigma; \quad \sigma = \delta_{ij} \sigma_{ij} / 3; \quad \tau = \sqrt{S_{ij} S_{ij}} / 3.$$

В виду неоднородности конструкции по толщине ее необходимо расчленить на ряд фиктивных слоев. При этом в зависимости от конкретных условий напряженно-деформированного состояния фиктивных слоев выделим следующие их группы: а) полимер-бетонный слой; б) бетонные слои без трещин; в) армированные (железобетонные слои) без трещин; г) бетонные слои с трещинами; д) армированные (железобетонные слои) с трещинами; е) армированные (железобетонные слои) с пересекающимися трещинами.

Для моделирования бетонных слоев без трещин дифференцируя по компонентам тензора напряжений потенциал деформаций можно выделить из полученных выражений матрицу связи деформаций и напряжений:

$$\{e\} = [A] \{\sigma\}, \quad (2)$$

где

$$[A] = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{16} & A_{14} & A_{15} \\ & A_{22} & A_{26} & A_{24} & A_{25} \\ & & A_{66} & A_{64} & A_{65} \\ & sim & & A_{44} & A_{45} \\ & & & & A_{55} \end{bmatrix}. \quad (3)$$

При этом $A_{11}, A_{12}, A_{16}, A_{14}, A_{15}, A_{22}, A_{26}, A_{24}, A_{25}, A_{66}, A_{64}, A_{65}, A_{44}, A_{45}, A_{55}$ – компоненты симметричной матрицы $[A]$ определяются через R_i – константы потенциала W_1, S_0 – модуль вектора полного напряжения на октаэдрической площадке; ξ, η и φ [5, 13].

Для каждого из фиктивных бетонных слоев конечного элемента матрица упругости $[B]$ может быть выражена через матрицу податливостей в виде (3):

$$[B] = [A]^{-1}. \quad (4)$$

Представив напряжения в железобетонном слое как сумму напряжений в бетоне и арматуре, получим матрицу упругости для армированных слоев (5):

$$[B] = [A]^{-1} + [B_s], \quad (5)$$

где

$$[B_s] = \begin{bmatrix} B_{S11} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & B_{S22} & 0 & 0 & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 \\ & sim & & 0 & 0 \\ & & & & 0 \end{bmatrix},$$

$B_{S11} = E_s \mu_{11}$, $B_{S22} = E_s \mu_{22}$, E_s – модуль упругости материала арматуры;

$\mu_{11} = A_{si} / S_{i11} h_s$, $\mu_{22} = A_{si} / S_{i22} h_s$ – коэффициенты армирования в соответствующих направлениях.

Для бетонного слоя считаем, что трещины будут образовываться, если выполняется условие [14]:

$$\sigma_{11}^2 + \sigma_{22}^2 + 3 \cdot (\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{13}^2) - (\sigma_{11} \sigma_{22}) - (R_{bt} - R_b)(\sigma_{11} + \sigma_{22}) - R_{bt} R_b > 0, \quad (6)$$

где σ_{11} , σ_{22} , τ_{12} , τ_{13} , τ_{23} – напряжения в бетоне в момент трещинообразования, рассчитанные для центра фиктивного слоя; R_{bt} , R_b – предел прочности бетона при осевом растяжении и сжатии, соответственно.

Допускаем, что с появлением трещины бетонный слой в области данного конечного элемента перестает работать, следовательно, матрица для бетонных слоев с трещинами примет вид:

$$[B] = 0. \quad (7)$$

В качестве критерия начала трещинообразования для железобетонного слоя используем условие

$$\sigma_{B11}^2 + \sigma_{B22}^2 + 3 \cdot (\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{13}^2) - (\sigma_{B11} \sigma_{B22}) - (R_{bt} - R_b)(\sigma_{B11} + \sigma_{B22}) - R_{bt} R_b > 0, \quad (8)$$

где σ_{Bij} – напряжения в бетоне железобетонного слоя.

Направление развития трещин предлагается определять величиной угла χ_1 между нормалью к трещине и осью x_1 :

$$\chi_1 = \arctg[(\sigma_{B1t} - \sigma_{B11}) / \tau_{12}], \quad (9)$$

где σ_{B1t} – наибольшие из главных растягивающих напряжений в бетоне.

Для треснувшего в армированных слоях бетона для направлений вдоль трещин, где не нарушена его целостность физически нелинейные свойства бетона аппроксимируем секущим модулем упругости E_B и секущим коэффициентом поперечных деформаций ν_B , определяемых из уравнения:

$$e_{22}^* = A_{12}^* \sigma_{B11}^* + A_{22}^* \sigma_{B22}^* = (\sigma_{B22}^* - \nu_B \sigma_{B11}^*) / E_B, \quad (10)$$

т.е. $E_B = 1 / A_{22}^*$; $\nu_B = -A_{12}^* / A_{22}^*$, где A_{12}^* , A_{22}^* – компоненты матрицы податливостей рассчитанные в ортогональной системе координат $X_1^* O X_2^*$, повернутой относительно исходной системы $X_1 O X_2$ на угол χ_1 .

Тогда зависимости между деформациями и напряжениями в повернутой системе координат определяются выражением (11):

$$\{e^*\} = [A^*] \{\sigma_B^*\}, \quad (11)$$

где

$$\{e^*\} = \begin{Bmatrix} e_{11}^* \\ e_{22}^* \\ \gamma_{12}^* \\ \gamma_{13}^* \\ \gamma_{23}^* \end{Bmatrix}; [A^*] = \begin{bmatrix} A_{11}^* & A_{12}^* & 0 & 0 & 0 \\ & A_{22}^* & 0 & 0 & 0 \\ & & A_{66}^* & 0 & 0 \\ Sim & & & A_{44}^* & 0 \\ & & & & A_{55}^* \end{bmatrix}; \{\sigma_B^*\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{B11}^* \\ \sigma_{B22}^* \\ \tau_{B12}^* \\ \tau_{B13}^* \\ \tau_{B23}^* \end{Bmatrix};$$

$$A_{11}^* = 1/(E_B \omega); A_{12}^* = -\nu_B / E_B; A_{22}^* = 1/E_B;$$

$$A_{44}^* = A_{66}^* = 2(1 + \nu_B)/(E_B \omega); A_{55}^* = 2(1 + \nu)/E_B.$$

где модуль деформации бетона определяемый по величине $E_B \omega$ (ω – функция, определяющая степень разрушения бетона [15] $0 < \omega \leq 1$).

Матрица податливостей для треснувшего армированного слоя в исходной системе координат имеет вид [15]:

$$[A^c] = \begin{bmatrix} A_{11}^c & A_{12}^c & A_{16}^c & 0 & 0 \\ & A_{22}^c & A_{26}^c & 0 & 0 \\ & & A_{66}^c & 0 & 0 \\ sim & & & A_{44}^c & 0 \\ & & & & A_{55}^c \end{bmatrix}. \quad (12)$$

Соответственно матрица упругости для арматуры треснувшего железобетонного слоя в исходной системе координат $X_1 O X_2$ примет вид:

$$[B_S^c] = \begin{bmatrix} E_{S11} \mu_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & E_{S22} \mu_{22} & 0 & 0 & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 \\ & sim & & 0 & 0 \\ & & & & 0 \end{bmatrix}, \quad (13)$$

где E_{S11} , E_{S22} – секущие модули деформаций материала арматуры соответственно вдоль осей X_1 и X_2 .

Матрица упругости железобетонного слоя примет вид:

$$[B] = [B_B^c] + [B_S^c], [B_B^c] = [A^c]^{-1}. \quad (14)$$

Необходимо определить функцию поврежденности ω , которая вычисляется через коэффициент ψ_s , учитывающий работу растянутого бетона на участках, расположенных между трещинами [15]:

$$\psi_s = E_{sn} / (E_B \omega + E_{sn}), \quad (15)$$

где E_{sn} – модуль упругости арматуры в направлении вдоль нормали к трещине,

$$E_{sn} = E_{S11} \mu_{11} \cos^4 \chi_1 + E_{S22} \mu_{22} \sin^4 \chi_1, \quad (16)$$

откуда функция ω :

$$\omega = (E_{S11} \mu_{11} \cos^4 \chi_1 + E_{S22} \mu_{22} \sin^4 \chi_1) (1/\psi_s - 1) / E_B. \quad (17)$$

По рассчитанной функции ω и коэффициенту ψ_s определяются матрица $[A^c]$ и компоненты матрицы упругости $[B]$.

При совпадении напряжений σ_{B11}^* с величиной $0,7R_{bt}$ (в пределах принятой погрешности δ) процесс решения останавливается, а параметры ψ_s , ω и матрица $[A^c]$ считаются окончательно рассчитанными. После чего вычисляются компоненты матрицы упругости $[B]$ (14).

Считается, что в случае пересекающихся трещин в рамках данного конечного элемента бетон не работает, т.е. матрица упругости принимает вид

$$[B] = [B_S^c], \quad (18)$$

где матрица $[B_S^c]$ определяется согласно условию (13).

Дополнительно вводимые модели и допущения, а также полный порядок построения фиктивных слоев при расчете подобного рода конструкций достаточно полно приведены в работе А.А. Трещева, В.Г. Теличко, А.Н. Артемова [5, 12].

В рамках рассматриваемой задачи анализируется случай, когда агрессивная эксплуатационная среда контактирует только с полимербетонным слоем, расположенным в сжатой зоне плиты. В качестве железобетонной принята плита №711, подробно изученная в опытах В. Гелера и Х. Амоса [7], расчетная схема рассматриваемой задачи приведена на рисунке 1.

Экспериментальные исследования показывают, что в процессе эксплуатации в материале конструкций под влиянием рабочей среды возникает неоднородность физико-механических свойств. Неоднородное распределение свойств по сечению конструкции и кинетика развития этого процесса определяются сложными физико-механическими процессами, и зависят от уровня и характера напряженного состояния материала, такой вид неоднородности называют наведенной неоднородностью [16].

Наведенная неоднородность характеризуется зависимостью от координат и концентрации агрессивной среды в произвольной точке сечения материала. Полагаем, что развитие наведенной неоднородности можно учесть введением наряду с критерием объективной прочности понятия объективных диаграмм деформирования для фиксированных моментов времени, связанных с показателем объективной прочности и кривой длительной прочности, получаемых при испытании образцов в агрессивной среде.

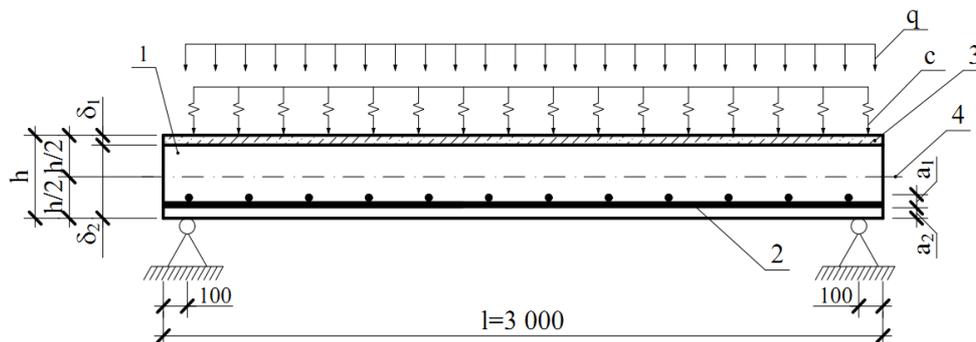


Рисунок 1 - Схема рассматриваемой плиты №711

1 – железобетонный слой плиты; 2 – армирование плиты; 3 – полимербетонный слой; 4 – срединная поверхность; q – равномерно распределенная нагрузка; c – агрессивная среда; δ_1 – толщина полимербетонного слоя; δ_2 – толщина железобетонного слоя; h – полная толщина плиты; a_1 – толщина армированного слоя; a_2 – толщина защитного слоя бетона для арматурной сетки.

Примем в качестве выражения для определения глубины слоя, пораженного средой, нелинейный закон, предложенный в работе [9]:

$$\delta(t) = \alpha \sqrt{t}, \quad (19)$$

где t – время воздействия агрессивной среды, α – экспериментальный коэффициент, зависящий от конкретной пары «материал-среда». Коэффициент α описывает химическую активность рабочей среды и силовое сопротивление конструкционного материала.

С учетом деградации свойств материала, выражения переменных секущего E_c и касательного модулей E_k бетона принимаем в виде, предложенным В.В. Петровым и О.В. Пениной в исследовании [9]:

$$E_c = E_c^0 F(B(x_3)); \quad E_k = E_k^0 F(B(x_3)), \quad (20)$$

где E_c^0 - секущий модуль материала без влияния агрессивной эксплуатационной среды, E_k^0 - касательный модуль без влияния агрессивной среды, $F(B)$ - функция деградации секущего и касательного модулей, x_3 - координата в направлении толщины конструкции.

Результаты экспериментальных исследований композитных бетонов [17] позволили записать функцию деградации в виде:

$$\omega_{pb} = F(B(x_3)) = \exp(-\lambda B(x_3)), \quad (21)$$

где λ – относительная скорость изменения секущего и касательного модулей.

$$-\lambda = \frac{F'(B)}{F(B)}, \quad (22)$$

где $F'(B)$ - скорость деградации, дифференцирование проводится по параметру времени.

Заметим, что при воздействии агрессивной среды на полимербетонные слои не происходит нарушения приемлемости потенциальных определяющих соотношений, ориентированных на нелинейный дилатирующий разносопротивляющийся изотропный материал. Соответственно рассуждения, приведенные в работах [9, 15], справедливы и для рассматриваемого случая. Физически нелинейные свойства бетона будем аппроксимировать секущим модулем упругости E_c и секущим коэффициентом поперечных деформаций ν_c , определяемых из следующего уравнения:

$$e_{22} = A_{12}\sigma_{11} + A_{22}\sigma_{22} = (\sigma_{22} - \nu_c \sigma_{11})/E_c, \quad (23)$$

т.е. $E_c = 1/A_{22}$; $\nu_c = -A_{12}/A_{22}$,

где A_{12} , A_{22} – компоненты матрицы податливостей, рассчитываемые по формулам для бетонного слоя без трещин.

С учетом изложенного, зависимости между деформациями и напряжениями для полимербетонного слоя по аналогии с моделированием слоев железобетонной плиты [5, 13], представим в виде:

$$\{e^*\} = [A^*]\{\sigma^*\}, \quad (24)$$

где

$$\{e^*\} = \begin{Bmatrix} e_{11}^* \\ e_{22}^* \\ \gamma_{12}^* \\ \gamma_{13}^* \\ \gamma_{23}^* \end{Bmatrix}; \quad \{\sigma^*\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{11}^* \\ \sigma_{22}^* \\ \tau_{12}^* \\ \tau_{13}^* \\ \tau_{23}^* \end{Bmatrix}; \quad (25)$$

$$[A^*] = \begin{bmatrix} A_{11}^* & A_{12}^* & 0 & 0 & 0 \\ & A_{22}^* & 0 & 0 & 0 \\ & & A_{66}^* & 0 & 0 \\ & Sim & & A_{44}^* & 0 \\ & & & & A_{55}^* \end{bmatrix}; \quad (26)$$

$$\begin{aligned}
 A_{11}^* &= 1/(E_c \omega_{pb}); & A_{12}^* &= -\nu_c / (E_c \omega_{pb}); \\
 A_{22}^* &= 1/(E_c \omega_{pb}); \\
 A_{44}^* &= A_{66}^* = 2(1 + \nu_c) / (E_c \omega_{pb}); \\
 A_{55}^* &= 2(1 + \nu) / (E_c \omega_{pb}).
 \end{aligned}
 \tag{27}$$

При этом модуль деформации бетона определим величиной $E_c \omega_{pb}$ (ω_{pb} – функция деградации [15] $0 < \omega_{pb} \leq 1$).

В итоге для полимербетонного слоя имеем:

$$[B] = [A^*]^{-1}.
 \tag{28}$$

При расчете использовались следующие характеристики плиты: а) модуль упругости арматурной стали был принят равным $E_s = 2 \times 10^5$ МПа; б) полимербетонный слой принят из эпоксидного бетона, модуль упругости которого составляет $E_b = 25500$ МПа; в) толщина полимербетонного слоя - 0,04 м; г) агрессивная среда – 20% раствор NaCl, с плотностью $\rho = 1,219$ г/см³. Время действия среды рассматривалось на интервале от 0 до 30 месяцев, при этом нагрузка менялась от 0 до 50 кПа. Характеристики железобетонной части плиты подробно описаны в работе [8].

Полученные результаты расчета приведены на рисунке 2. При расчете плита разбивалась по толщине на 32 фиктивных слоя.

Анализ известных определяющих соотношений для материалов с усложненными свойствами, эксплуатируемых в агрессивных средах, имеют ряд недостатков, не учитывающих важные особенности их деформирования, что, во многих случаях, вносит определенные модельные ограничения на характеристики материалов или приводит к значительным погрешностям получаемых аппроксимаций экспериментальных данных.

Решение прикладных задач нелинейной механики материалов с усложненными свойствами требует применения достаточно универсальных и надежных определяющих соотношений, а также усовершенствования известных моделей решения конкретных задач.

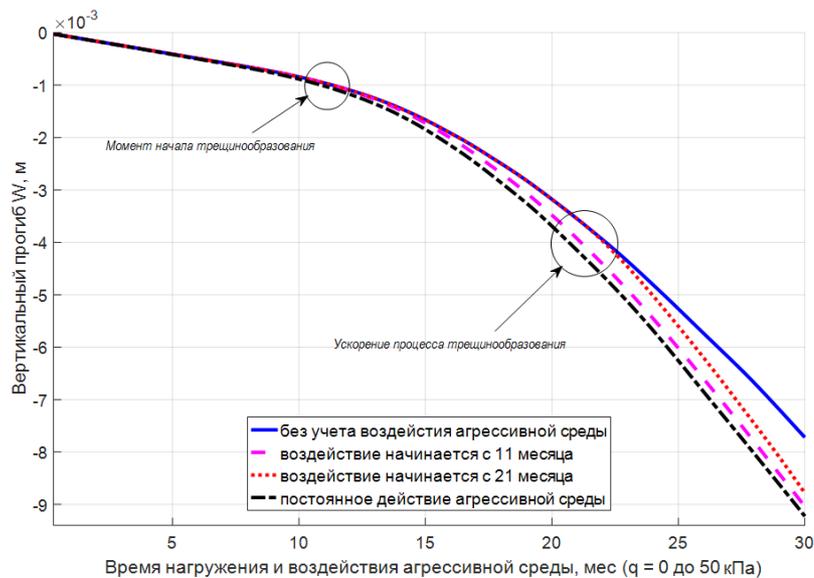


Рисунок 2 - Зависимости вертикальных прогибов от момента начала и периода действия агрессивной эксплуатационной среды

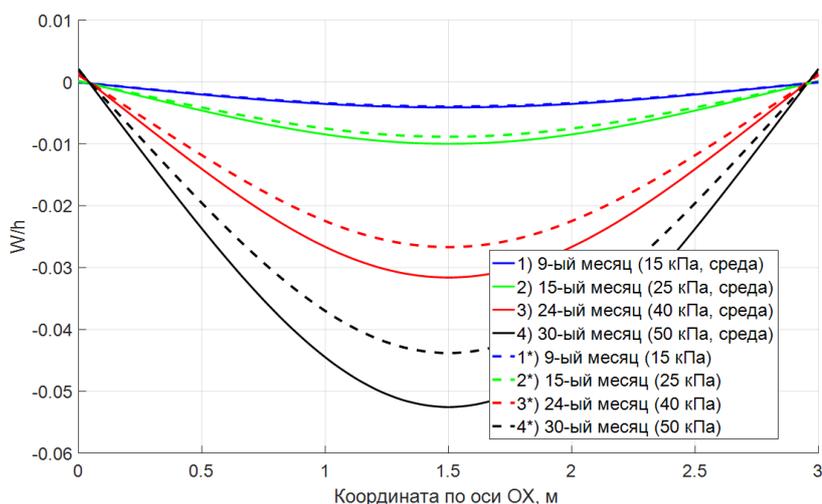


Рисунок 3 – Прогибы срединной плоскости вдоль оси Ox (ось направлена вдоль длинной стороны плиты)

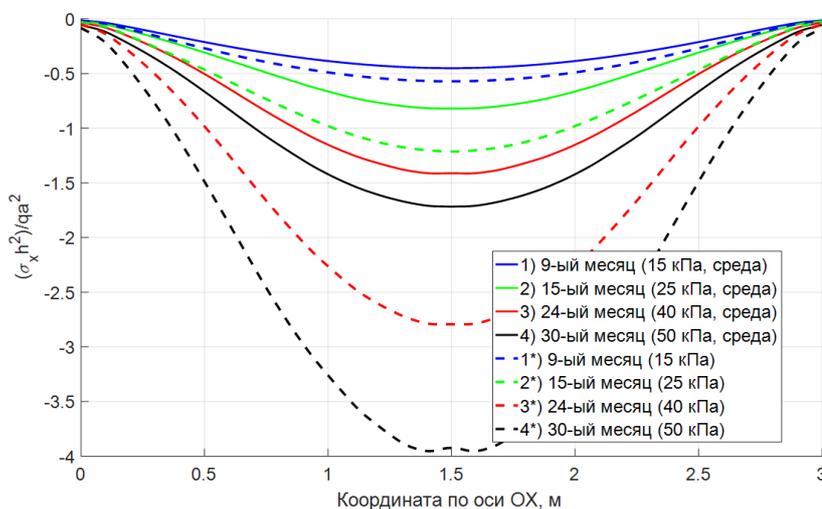


Рисунок 4 – Напряжения σ_x на поверхности полимербетонного слоя вдоль оси Ox (ось направлена вдоль длинной стороны плиты)

Авторы в представленном проекте решают важную задачу строительной механики, способствуя устранению указанных пробелов в теории деформирования разнсопротивляющихся материалов и конструкций с учетом действия хлоридсодержащей эксплуатационной среды. Разработка прикладного программного обеспечения для автоматизации прикладных расчетов пространственных конструкций с учетом разнсопротивляемости, трещинообразования, пластических деформаций в арматуре и влияния агрессивной эксплуатационной среды с помощью метода конечных элементов, позволит легко внедрить данную модель и обеспечить реальное практическое использование.

Результаты расчета подтверждают тот факт, что учёт нелинейности диаграмм деформирования и кинетики агрессивных эксплуатационных сред вносит значительные коррективы в напряжённо-деформированное состояние конструкций, что особенно важно при проектировании и поверочных расчетах строительных конструкций объектов промышленности и дорожной сети.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Трещев, А.А. Теория деформирования и прочности материалов с изначальной и наведенной чувствительностью к виду напряженного состояния. Определяющие соотношения [Текст] / А.А. Трещев. – М.; Тула: РААСН; ТулГУ, 2016. – 326с.

2. Матченко, Н.М. Определяющие соотношения изотропных разнородных сред. Ч. 2. Нелинейные соотношения [Текст] / Н.М.Матченко, Л.А.Толоконников, А.А.Трещев // Изв. РАН. МТТ. – 1999. – №4. – С. 87–95.
3. Овчинников, И. Г. Развитие исследований по оценке прочности и долговечности конструкций, работающих в условиях воздействия агрессивных эксплуатационных сред [Текст] // Современные проблемы нелинейной механики конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами. Сб. науч. трудов межвуз. науч. конф. –Саратов, 2000. – С. 15- 25.
4. Артемов, А.Н. Поперечный изгиб железобетонных плит с учетом трещин [Текст] / А.Н.Артемов, А.А.Трещев // Изв. вузов. Строительство. – 1994. – №9 – 10. – С. 7–12.
5. Bach G. und Graf O. Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten. Berlin, 1915.
6. Gehler W., Amos H. Versuche mit kreuzweise bewehrten Platten Heft 70. Berlin, 1932.
7. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами [Текст] / Н.И. Карпенко - М.: Стройиздат, 1976. — 208с.
8. Пенина, О.В. Определение долговечности и резерва несущей способности нелинейно-упругих пластинок при изгибе в агрессивных средах [Текст] / В.В. Петров, О.В. Пенина // Вестник Саратовского государственного технического университета. – 2008. – №4. – С. 16 – 22.
9. Теличко, В.Г. Гибридный конечный элемент для расчета плит и оболочек с усложненными свойствами [Текст] / В.Г. Теличко, А.А. Трещев // Известия вузов. Строительство. – 2003. – №5. – С. 17-23.
10. Cook R.D. Two hybrid elements for analysis of thick, thin and sandwich plates // Int. J. Num. Meth. Engng. – 1972. – Vol. 5. – P. 277-288.
11. Трещев, А.А. Построение математической модели деформирования комплексной железобетонной плиты с полимербетонным слоем под действием агрессивной среды [Текст] / А.А. Трещев, В.Г. Теличко, А.В. Башкатов // Вестник МГСУ. – 2014. – №3. – С. 126-132.
12. Теличко, В.Г. Моделирование напряженно-деформированного состояния оболочечных конструкций из железобетона [Текст] / В.Г. Теличко, А.А. Трещев // Известия ТулГУ. Сер. Строительные материалы, конструкции и сооружения. – Тула: Изд-во ТулГУ, 2005. – Вып. 8. – С. 147-161.
13. Гольденблат, И.И. Критерии прочности конструкционных материалов [Текст] / И.И. Гольденблат, В.А. Копнов. - М.: Машиностроение, 1968. - 192 с.
14. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона [Текст] / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. - М.: Стройиздат, 1974. - 316 с.
15. Петров, В.В. Теория наведенной неоднородности и ее приложения к проблеме устойчивости пластин и оболочек [Текст] / В.В. Петров, В.К. Иноземцев, Н.Ф. Синева. – Саратов: Сарат. госуд. технич. ун-т, 1996. – 311 с.
16. Селяев, П.В. Диаграммы деформирования композиционных материалов при воздействии жидких агрессивных сред [Текст] / П. В. Селяев // Проблемы прочности элементов конструкций под действием нагрузок.

Башкатов Александр Валерьевич

Тульский государственный университет, г. Тула

Ассистент кафедры строительства, строительных материалов и конструкций

E-mail: a.bashkatov90@mail.ru

Трещев Александр Анатольевич

Тульский государственный университет, г. Тула

Доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой кафедры строительства, строительных материалов и конструкций

E-mail: taa58@yandex.ru

A. BASHKATOV, A. TRESCHEV

DEFINING STRESS-STRAIN STATE OF REINFORCED SLAB WITH POLYMER-CONCRETE LAYER UNDER AGGRESSIVE ENVIRONMENT

The paper aims to develop the finite element model of stress-strain state of reinforced slab under active deformation and simple loading added to long-term exposure of chloride-containing environment. The model takes into consideration non-linear sensitivity of the main material (concrete) to the type of stress state, plastic strain in reinforcement steel and degeneration of protective resin concrete on exposure to aggressive environment. The calculation results confirm that the non-linearity of the deformation diagrams and the kinetics of aggressive operational environments make significant adjustments in the stress-strain state of structures, which is especially important in the design and check calculations of building structures of industrial facilities and the road network.

Keywords: *finite elements, reinforced slab, chloride-containing environment, resin concrete, non-linear sensitivity to the type of stress state*

BIBLIOGRAPHY

1. Treshchev, A.A. Teoriya deformirovaniya i prochnosti materialov s iznachal'noy i navedennoy chuvstvitel'nost'yu k vidu napryazhennogo sostoyaniya. Opredelyayushchiye sootnosheniya [Tekst] / A.A. Treshchev. - M. : Tu-la: RAASN; TulGU, 2016. - 326s.
2. Matchenko, N.M. Opredelyayushchiye sootnosheniya izotropnykh raznosoprotivlyayushchikhsya sred. CH. Ne-lineynyye sootnosheniya [Tekst] / N.M.Matchenko, L.A.Tolokonnikov, A.A.Treshchev // Izv. RAN. MTT. - 1999. - №4. - S. 87-95.
3. Ovchinnikov, I. G. Razvitiye issledovaniy po otsenke prochnosti i dolgovechnosti konstruksiy,-ra botayushchikh v usloviyakh vozdeystviya agressivnykh ekspluatatsionnykh sred [Tekst] // Sovremennyye problemy ne-lineynoy mekhaniki konstruksiy, vzaimodeystvuyushchikh s agressivnymi sredami. Sb. nauch. trudov mezhvuz. nauch. konf. - Saratov, 2000. - S. 15- 25.
4. Artemov, A.N. Poperechnyy izgib zhelezobetonnykh plit s uchetom treshchin [Tekst] / A.N.Artemov, A.A.Treshchev // Izv. vuzov. Stroitel'stvo. - 1994. - №9 - 10. - S. 7-12.
5. Bakh G. O. und Graf Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten. Berlin, 1915.
6. Gehler W., Amos H. Versuche mit kreuzweise bewerteten Platten HEFT 70. Berlin, 1932.
7. Karpenko, N.I. Teoriya deformirovaniya zhelezobetona s treshchinami [Tekst] / N.I. Karpenko - M. : Stroyizdat, 1976. - 208s.
8. Penina, O.V. Opredeleniye dolgovechnosti i rezerva nesushchey sposobnosti nelineyno-uprugikh plastinok pri izgibe v agressivnykh sredakh [Tekst] / V.V. Petrov, O.V. Penina // Vestnik Saratovskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. - 2008. - №4. - S. 16 - 22.
9. Telichko, V.G. Gibridnyy konechnyy element dlya rascheta plit i obolochek s uslozhnennymi svoystvami [Tekst] / V.G. Telichko, A.A. Treshchev // Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo. - 2003. - №5. - S. 17-23.
10. Kuk R.D. Dva gibridnykh elementov dlya analiza tolstykh, tonkikh i trekhslonnykh plastin // Int. J. Num. Met. Engng. - 1972. - Vol. 5. - S. 277-288.
11. Treshchev, A.A. Postroyeniye matematicheskoy modeli deformirovaniya kompleksnoy zhelezobetonnoy plity s polimerbetonnym sloym pod deystviyem agressivnoy sredy [Tekst] / A.A. Treshchev, V.G. Telichko, A.V. Bashkatov // Vestnik MGSU. - 2014. - №3. - S. 126-132.
12. Telichko, V.G. Modelirovaniye napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya obolocheknykh konstruksiy iz zhelezobetona [Tekst] / V.G. Telichko, A.A. Treshchev // Izvestiya TulGU. Ser. Stroitel'nyye materialy, konstruksii i sooruzheniya. - Tula: Izd-vo TulGU, 2005. - Vyp. 8. - S. 147-161.
13. Gol'denblat, I.I. Kriterii prochnosti konstruksionnykh materialov [Tekst] / I.I. Gol'denblat, V.A. Kopnov. - M. : Mashinostroyeniye, 1968. - 192 s.
14. Geniyev, G.A. Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona [Tekst] / G.A. Geniyev, V.N. Kissyuk, G.A. Tyupin. - M. : Stroyizdat, 1974. - 316 s.
15. Petrov, V.V. Teoriya navedennoy neodnorodnosti i yeye prilozheniya k probleme ustoychivosti plastin i obolochek [Tekst] / V.V. Petrov, V.K. Inozemtsev, N.F. Sineva. - Saratov: Sarat. gosud. tekhnich. un-t, 1996. - 311 s.
16. Selyayev, P.V. Diagrammy deformirovaniya kompozitsionnykh materialov pri vozdeystvii zhidkikh agressivnykh sred [Tekst] / P. V. Selyayev // Problemy prochnosti elementov konstruksiy pod deystviyem nagru-zok.

A. Bashkatov

Tula State University(TulGU), Tula
Assistant, Department of Construction, Building Materials and Structures,
E-mail: a.bashkatov90@mail.ru.

A. Treshchev

Tula State University(TulGU), Tula
Doctor of Technical Sciences, professor,
the head of Department of Construction, Building Materials and Structures
E-mail: taa58@yandex.ru.

УДК 624.012.045

КОЛЧУНОВ В.И., ОСОВСКИХ Е.В., АЛЬКАДИ С.А.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФРАГМЕНТА КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ

Предложена методика экспериментального определения параметра живучести и коэффициента динамического догружения для опытной конструкции пространственной рамы при внезапном выключении центральной стойки. Приведены опытные данные деформаций, перемещений, картин образования и раскрытия трещин в конструкциях составных ригелей при сложном напряженном состоянии – изгибе с кручением. Дан анализ приращений перемещений и ширины раскрытия трещин в конструкциях рамы, углов поворота составного ригеля в сечении над выключенной центральной стойкой при рассматриваемом внезапном структурном изменении конструктивной системы.

Ключевые слова: экспериментальные исследования, прогрессирующее обрушение, живучесть, железобетонные конструкции, запроектные воздействия, составное сечение.

По данным [1] ежегодный рост видов интенсивности воздействий, ранее не предусмотренных действующими нормами, составляет порядка 5-6%. В связи с отсутствием учета этих воздействий в действующих нормативных документах, защита зданий от них не предусмотрена. По все чаще используемой в научной литературе терминологии, например [2,3], такие воздействия определяют как запроектные. Исключить такие воздействия и полностью обезопасить здание невозможно. По-видимому, назрела необходимость введения в создаваемые новые нормативные документы терминов "живучесть" и "экспозиция живучести" [2,3,4].

К настоящему времени выполнен ряд исследований, посвященных решению теоретических задач этой проблемы. Здесь можно отметить работы В.А. Алмазова [5], Г.А. Гениева, В.И. Колчунова, Н.В.Клюевой [2], П.Г. Еремеева [6], Б.С. Расторгуева [7], В.М. Бондаренко, Е.А. Ларионова [8], В.И. Травуша [9], Э.Н. Кодыша, И.К. Никитина, Н.Н. Трекина [10], Г.И.Шапира, Ю.М.Стругацкого [11], А.Г. Тамразяна [12], В.С. Федорова [13] и др. В то же время, экспериментальных исследований, посвященных изучению особенностей деформирования и разрушения конструктивных систем при аварийных воздействиях, крайне мало.

В этой связи постановка и проведение таких исследований применительно к различным типам конструктивных систем каркасов зданий представляются необходимыми. Ранее в работах [14-15] были представлены результаты экспериментальных исследований плоских и пространственных железобетонных рамно-стержневых систем с элементами сплошного сечения. В развитие этих исследований в настоящей работе приведены методика и основные результаты испытаний фрагмента железобетонного каркаса многоэтажного здания с ригелями составного сечения.

Целью исследований явилось изучение особенностей деформирования, трещинообразования и разрушения элементов конструктивной системы в условиях ее структурной перестройки, вызванной внезапным выключением вертикального несущего элемента (стойки).

В задачи испытаний входило:

- разработка методики испытаний железобетонной пространственной рамы при статическом нагружении и внезапном выключении одного из ключевых несущих элементов;
- экспериментальное изучение особенностей деформирования и трещинообразования несущего ригеля составного сечения при сложном напряженном состоянии - кручении с изгибом, при проектной нагрузке и рассматриваемом запроектном воздействии;

- экспериментальное определение схем разрушения железобетонной рамы при эксплуатационной несимметричной нагрузке и внезапном выключении стойки рамы.

Конструкция железобетонной рамы, моделирующая фрагмент пространственного каркаса многоэтажного здания включала пять стоек и четыре ригеля составного сечения (рис.1).

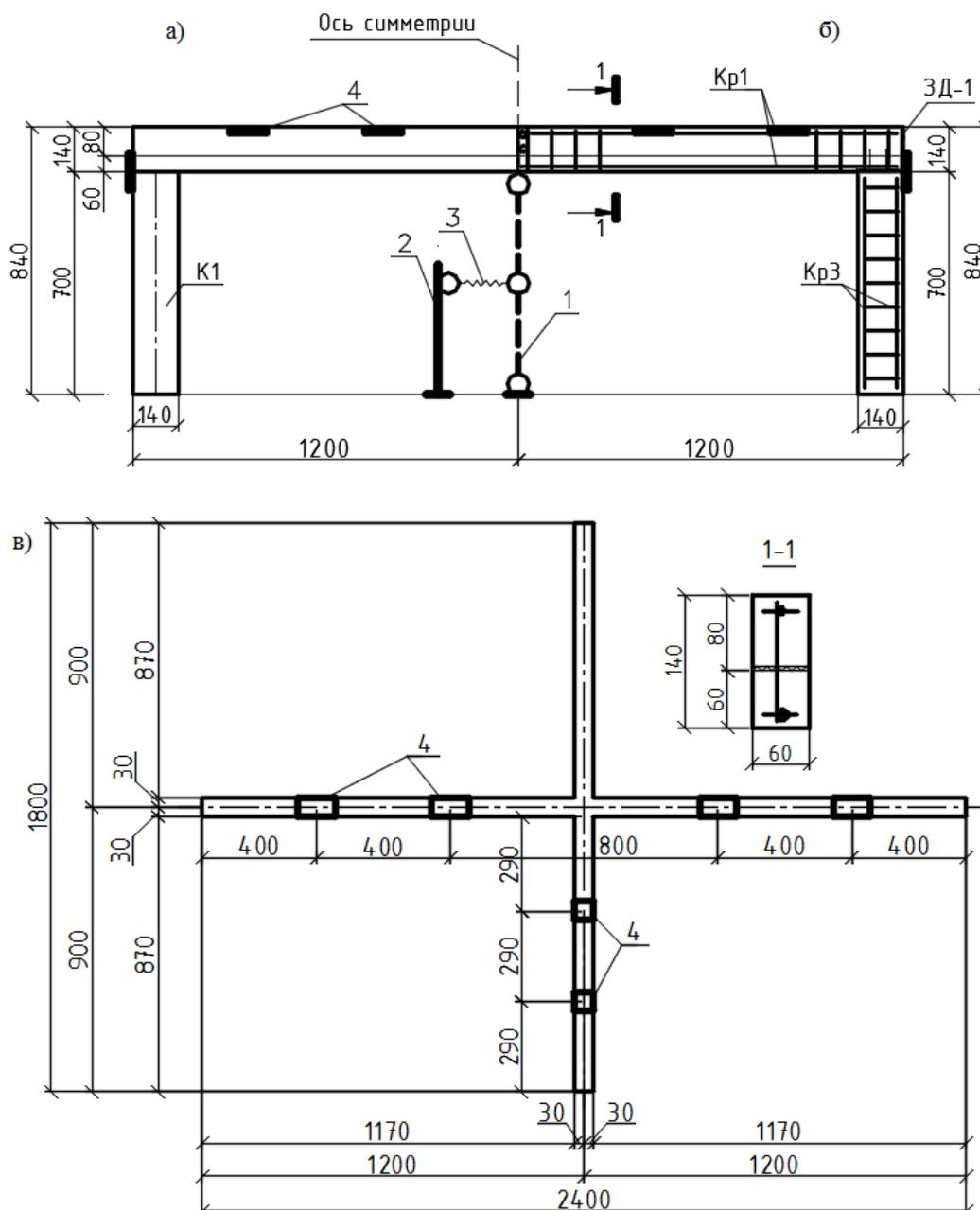


Рисунок 1 – Конструкция опытного образца рамы: а – опалубка; б – схема армирования; в – план рамы;
 1 – трехшарнирная выключаемая стойка; 2 – неподвижная стойка; 3 – горизонтальная связь;
 4 – опорные пластины для передачи нагрузки от нагрузочного устройства

Четыре колонны (К1), установленные по контуру фрагмента, выполняли из мелкозернистого бетона класса В20, сечением 140х60 мм и высотой 700 мм. Армирование этих колонн принято плоским каркасом КР-3 из двух стержней 8 мм класса А500С. Поперечная арматура выполнена из проволоки 1,5 мм с шагом 70 мм.

Центральная опора, выключаемая в процессе проведения эксперимента, была выполнена в виде вертикальной трехшарнирной металлической стойки, средний шарнир которой закреплен к неподвижной опоре горизонтальной связью в виде шпильки с резьбой, удерживаемой в проектном положении с помощью болтового соединения.

Ригели рамы большего пролета ($l_1=1200$ мм), монолитно соединенные между собой, были запроектированы и выполнены составными из двух бетонов (см. сечение 1-1, рис. 1): нижний элемент из бетона класса В35 сечением 60х60мм, верхний элемент из бетона класса В15, сечением 80х60мм. Армирование составного ригеля выполнено плоским вязаным каркасом КР-2 на всю высоту составного сечения с симметричным относительно высоты сечения расположением арматуры. В нижней зоне сечения ригеля расположен стержень периодического профиля диаметром 8 мм класса А500С, в верхней зоне - из гладкой проволоки диаметром 2 мм, материал - Ст3. Поперечная арматура ригеля выполнена из проволоки диаметром 1,5 мм и установлена на четверти пролета с двух сторон от опор.

Ригели меньшего пролета ($l_1=900$ мм) выполнены из одного бетона класса В35. Бетонирование всей системы перекрестных ригелей и колонн выполнены в съемной опалубке из влагостойкой фанеры.

Бетонирование осуществлено в горизонтальном положении с уплотнением бетона глубинным вибратором. На верхней грани ригелей, в месте их пересечения, в каждом направлении и с обеспечением требуемой анкеровки, были установлены полосы из тонколистовой стали ($t = 1$ мм) для удобства размещения тензорезисторов и отслеживания момента начала трещинообразования, которое при нарушении сплошности конструкции определялось по всплескам деформаций в этих тензорезисторах. Для предотвращения поворота опорных узлов ригелей большего пролета, вызванного кручением ригелей, в опорных узлах ригелей были установлены П-образные обоймы из металлических швеллеров, охватывающих опорный узел рамы с обеих сторон.

Нагружение ригелей опытного фрагмента проектной нагрузкой производилось с использованием рычажно-подвесной системы и нагрузочных устройств, передающих нагрузку в виде сосредоточенных сил на ригели большого пролета в местах установки пластин 4 (см. рис.1). Запроектное воздействие в виде внезапного выключения подвижной опоры 1 прикладывалось после нагружения рамной системы проектной нагрузкой. При заданном значении испытательной нагрузки в шарнирно-стержневом механизме (1,2), моделирующем выключаемую колонну рамы, принудительно отключалась горизонтальная связь 3 путем разъединения резьбового соединения шпильки и неподвижной опоры 2. При этом сжатая пружина мгновенно создает горизонтальное усилие, выталкивающее в горизонтальном направлении шарнир, соединяющий вертикально расположенные стержни шарнирно-стержневого механизма.

Измерение опытных характеристик в конструкции железобетонной рамы для количественной оценки параметра живучести (λ) и коэффициента динамических догрузений θ выполнялось с использованием тензометрии и оптико-механических приборов. Тензорезисторы были установлены в характерных сечениях конструкции рамы на бетоне и верхних металлических пластинах. Для измерения выходных сигналов тензорезисторов с представлением результатов в цифровом виде была использована измерительная система тензометрическая типа СИИТ-3 и тензостанция ZETLab. Для оценки приращений перемещений в момент приращения запроектного воздействия и времени воздействия использовались цифровые видеокамеры с частотой кадров 120 Гц. Для этой же цели в процессе испытаний на различных этапах нагружения проектной нагрузкой и после запроектного воздействия измерялись ширина раскрытия трещин и приращения раскрытия трещин. Для сопоставительного анализа с использованием методологии [16] был выполнен прямой расчет живучести опытной конструктивной системы после внезапного выключения центральной стойки. Расчет был проведен по двухуровневой расчетной схеме (рис.2).

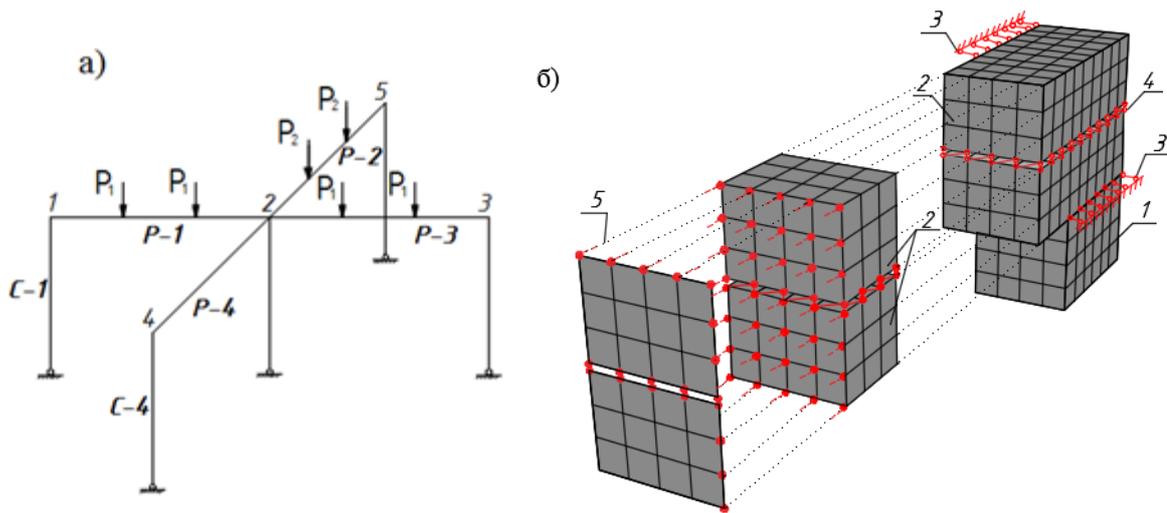


Рисунок 2 – Расчетные схемы первого (а) уровня, второго (б) уровня:
 1, 2 – объемные КЭ стойки и составного ригеля, 3- КЭ связей для предотвращения поворота ригеля,
 4 – связи растяжения, сжатия, сдвига, 5 – связи, объединяющие перемещения между жесткой пластиной и объемными элементами

Составной стержень ригеля с частью стойки в расчетной модели представлен комбинацией объемных конечных элементов, моделирующих с заданной степенью дискретизации тело разных бетонов, и стержней – податливых связей растяжения, сжатия, сдвига в некотором малом по толщине слое, разделяющем эти бетоны. Толщина контактного слоя определена в соответствии с рекомендациями работы [17]. Объемные элементы – прямоугольные параллелепипеды, например, тип конечного элемента КЭ №31 в программном комплексе Лира-САПР (КЭ №231 в физически нелинейной постановке) моделируют тело бетона разного состава. Стержневые элементы КЭ №10 (№210) «универсальный стержень» служили для описания дискретных связей между объемными элементами слоев.

Влияние на элементы расчетной модели отброшенной части рамы заменяется вычисленными с использованием расчетной схемы первого уровня (см. рис. 2,а) внутренними усилиями. Указанные усилия передаются на объемные элементы в виде соответствующих компонент M , Q , N в заданной точке и распределяются между узлами объемных элементов при помощи введенной в расчетную схему фиктивной пластины. Варьирование жесткостью пластины позволяет моделировать следование гипотезе плоских сечений для каждого элемента составного ригеля или задавать его депланацию.

Расчет выполняется с использованием шагово-итерационной процедуры. Результатом расчета с использованием описанной модели являются перемещения узлов, усилия в стержневых элементах, напряжения в объемных элементах. Проверка условий образования трещин в объемных и стержневых элементах на заданном шаге нагрузки, корректировка их жесткостных характеристик может выполняться как вручную, так и с использованием алгоритма, реализованного в библиотеке конечных элементов программного комплекса, аналогично тому, как это сделано в работе [18].

Испытания опытного образца фрагмента железобетонной рамы были проведены в два этапа. На первом этапе образец нагружался статической нагрузкой в виде трех пар сил, приложенных к ригелям P-1, P-2 и P-3 (см. рис. 2, а). Силы пропорционально одному параметру возрастали от 0 до конечного значения 3,36 кН - для ригелей P-1, P-3 и от 0 до 2,88 кН - для ригеля P-2 (таблица 1).

Анализ полученных опытных данных позволяет отметить следующее (рис. 3). Первые трещины с раскрытием 0,05 мм (Тр. 1) в составном ригеле P-3 появились в верхней зоне опорного сечения у стойки С-3 при суммарной нагрузке 12,6 кН. По мере нагружения рамы на 12-м этапе нагружения (13,5 кН) образовались нормальные трещины (Тр. 2) в пролете ригеля P-1 и P-3 с шириной раскрытия 0,05 – 0,1 мм и до достижения полной проектной нагрузки 18 кН их раскрытие составило до 0,25 мм. По мере увеличения нагрузки ширина

раскрытия этих трещин увеличивалась, и трещины развивались по высоте сечения составного ригеля. После запроектного воздействия образовавшиеся трещины первого и второго типа (Тр.1 и Тр.2) получили значительное раскрытие, количество трещин первого типа (Тр. 1) увеличилось, также произошло образование нормальных трещин в пролете ригеля Р-3 (Тр.2'). Кроме этого, после указанного воздействия в составных ригелях Р-1 и Р-3 образовались продольные трещины в зоне контакта двух бетонов с раскрытием до 1,6 мм (Тр. 3'). Все типы трещин, образовавшиеся при запроектном воздействии, на рис. 3 обозначены знаком «штрих».

Таблица 1 - Значения нагрузок на ригели рамы на различных этапах нагружения

Этап	P1, кН	P2, кН	ΣP, кН	Этап	P1, кН	P2, кН	ΣP, кН
1	0.00	0.00	0.00	10	2.18	1.87	11.70
2	0.84	0.72	4.51	11	2.35	2.02	12.60
3	1.00	0.86	5.35	12	2.52	2.16	13.50
4	1.17	1.00	6.28	13	2.69	2.30	14.40
5	1.35	1.15	7.21	14	2.86	2.45	15.30
6	1.51	1.30	8.11	15	3.02	2.59	16.20
7	1.68	1.44	9.01	16	3.19	2.74	17.10
8	1.85	1.59	9.91	17	3.36	2.88	18.00
9	2.02	1.73	10.81				

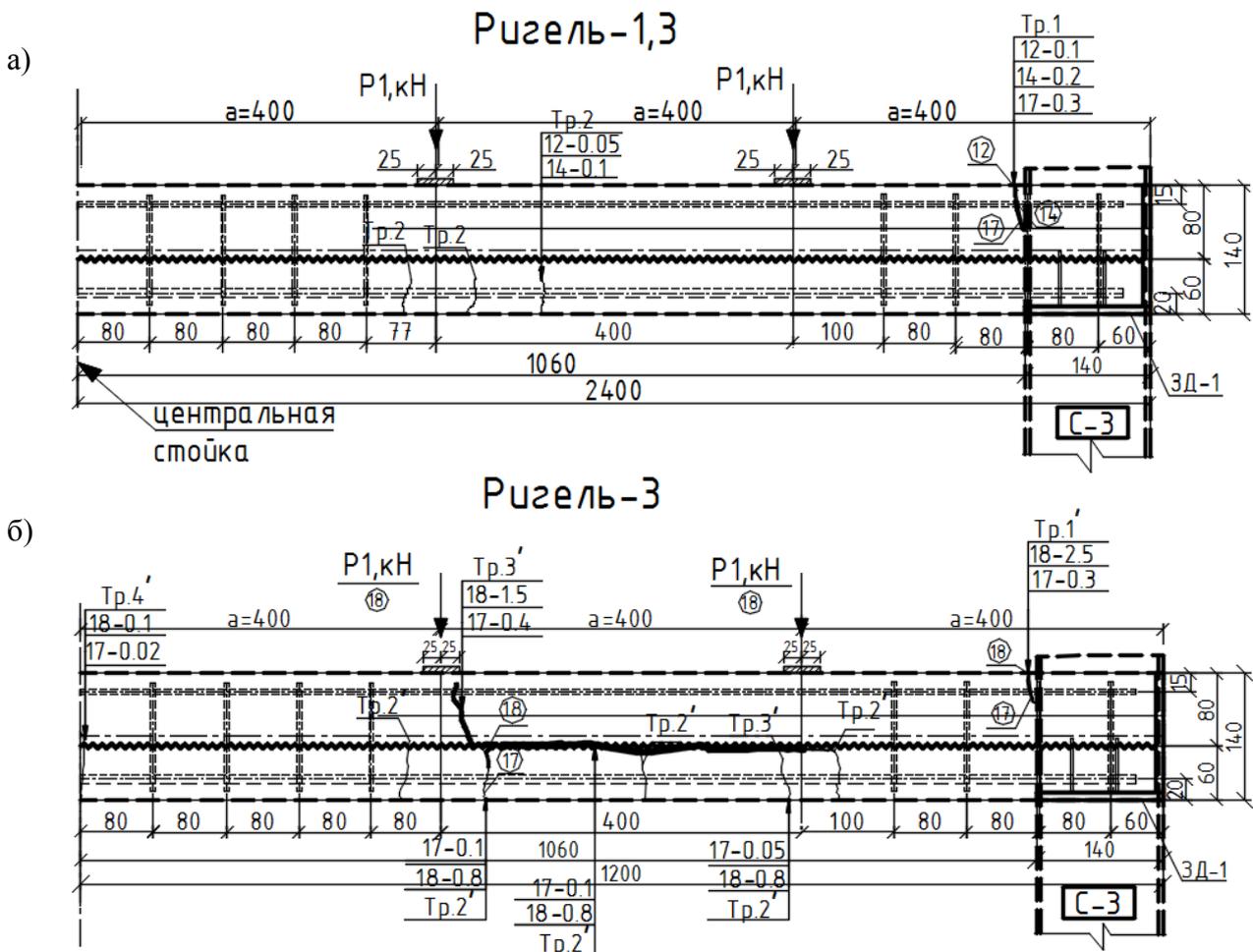


Рисунок 3 - Схема образования и раскрытия трещин всех типов в опытной конструкции рамы при проектной нагрузке (а) и запроектном воздействии (б)

Полученные в результате эксперимента данные о вертикальных перемещениях в середине пролета элемента ригеля Р-3 и углах поворота составного ригеля в сечении над выключенной центральной стойкой приведены на рисунках 4, 5. Здесь же приведены теоретические значения перемещений и углов поворота сечений ригеля, вычисленные с использованием описанной расчетной схемы (см. рис. 2).

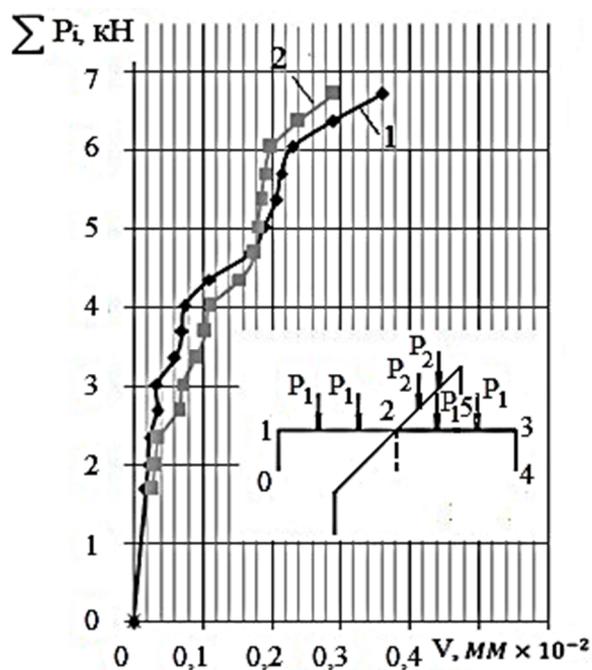


Рисунок 4 - Вертикальные экспериментальные (1) и теоретические (2) перемещения среднего пролетного сечения 5 составного ригеля Р-3

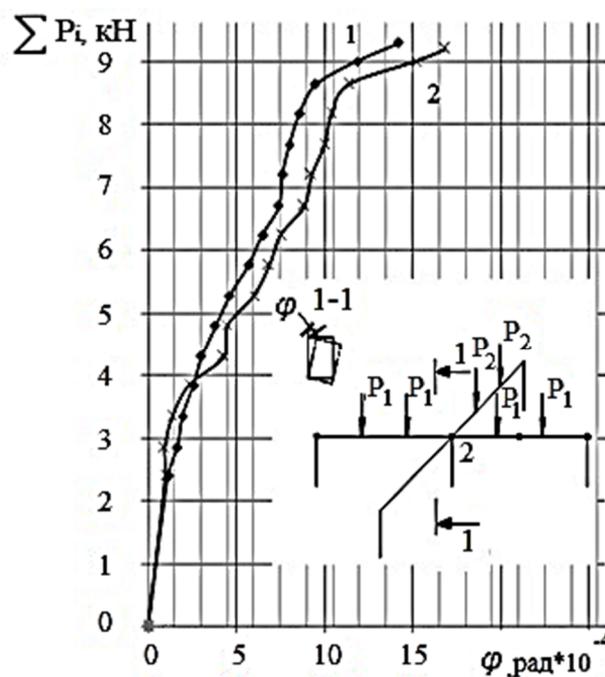


Рисунок 5 - Угол поворота среднего опорного сечения 2 составного ригеля: 1 - теоретические значения; 2 - экспериментальные значения

Общий вид разрушения конструктивной системы после запроектного воздействия представлен на рис. 6.



Рисунок 6 - Общий вид разрушения конструкции рамы после запроектного воздействия.

Разрушение рамы характеризовалось значительным раскрытием нормальных трещин (Тр.2) в середине пролета (до 1,6 мм), нормальных (Тр.1), развивающихся по пространственному сечению, трещин у опор ригеля, испытывающего изгиб с кручением, и разрушением шва контакта между элементами составного ригеля. При этом имели место значительные вертикальные перемещения составных ригелей во вторичной (после запроектного воздействия) конструктивной системе, которые составили 15,6 мм или 1/56 пролета составного ригеля.

После запроектного воздействия в виде внезапного выключения центральной стойки в элементах опытной конструкции рамы, существующие трещины получили дополнительное раскрытие, и образовалась сеть новых нормальных трещин (Тр.2'). В припорном сечении ригеля Р-1 в соединении со стойкой С-4 образовалась нормальная трещина (Тр.1') с шириной раскрытия 2,8 мм, а в припорном сечении составного ригеля Р-3 в соединении со стойкой С-3 нормальная трещина Тр.1' раскрылась до 2 мм. Ширина раскрытия нормальных трещин (Тр.2'), образовавшихся при проектной нагрузке, после запроектного воздействия значительно увеличилась - с 0,25 мм до 1,7 мм.

Вывод. Предложенная методика экспериментальных исследований фрагмента железобетонного каркаса многоэтажного здания позволила экспериментально установить особенности деформирования, трещинообразования и разрушения элементов конструктивной системы после внезапного выключения одного из вертикальных несущих элементов. Полученные опытным путем приращения деформаций, схемы образования и раскрытия трещин в составных конструкциях ригелей, картины разрушения опытного фрагмента позволяют анализировать перераспределение силовых потоков в рассматриваемой конструктивной системе и численно оценить динамические догружения в сечениях конструктивных элементов, вызванные внезапным выключением одной из колонн фрагмента каркаса здания.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Федоров, В.С. Противопожарная защита зданий. Конструктивные и планировочные решения [Текст]: Учебное пособие / В.С. Федоров, В.И. Колчунов, В.Е. Левитский. - М.: Изд-во АСВ, 2013. -176 с.
2. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. - М.: АСВ, 2004. - 216 с.
3. Бондаренко, В.М. Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов // Промышленное и гражданское строительство. - 2013. - №2. - С.28-31
4. Кодыш, Э.Н. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения [Текст] / Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин, Д.А. Чесноков // Промышленное и гражданское строительство. - 2016. - №6. - С. 8-12
5. Алмазов, В.О. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов [Текст] / В.О. Алмазов, Као Зуй Кхой // Промышленное и гражданское строительство. - 2010. - №4. - С. 52-56.
6. Еремеев, П.Г. Предотвращение лавинообразного (прогрессирующего) обрушения несущих конструкций уникальных большепролетных сооружений при аварийных воздействиях [Текст] / П.Г. Еремеев // Строительная механика и расчет сооружений. - 2006. - №2. - С. 65-72.
7. Расторгуев, Б.С. Обеспечение живучести гражданских зданий при особых воздействиях [Текст] / Б.С. Расторгуев, А.И. Плотников // Тематическая научно-практическая конференция «Городской строительный комплекс и безопасность жизнеобеспечения граждан»: сб. докладов. Ч.1. - М.: МГСУ, 2005. -9-10 ноября. - С. 152-165.
8. Бондаренко, В.М. Оценка динамических напряжений и моментов в конструктивных элементах сооружений [Текст] / В.М. Бондаренко, Е.А. Ларионов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. - 2006. - №2. - С. 93-98.
9. Травуш, В.И. Безопасность и устойчивость в приоритетных направлениях развития России [Текст] / В.И. Травуш // Academia. - 2006. - №2. - С. 9-12
10. Кодыш, Э.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям [Текст] / Э.Н.Кодыш, И.К.Никитин, Н.Н.Трекин. - М.:АСВ, 2010. - 352с.
11. Шапиро, Г.И. Защита панельных зданий от воздействия перепада температуры при аварийном отключении отопления [Текст] / Г.И. Шапиро, Ю.М. Стругацкий // Промышленное и гражданское строительство. - 2001. - № 5. - С. 42-45.

12. Тамразян, А.Г. Ресурс живучести – основной критерия решений высотных зданий [Текст] / А.Г. Тамразян // Жилищное строительство. – 2010. – № 1. – С. 15–18.
13. Бухтиярова, А.С. Исследования живучести с новой конструктивной системой из индустриальных панельно-рамных элементов [Текст] / А.С. Бухтиярова, В.И. Колчунов, Д.А. Рыпаков, С.А. Филатова // Строительство и реконструкция. – 2014. - №6. – С.18-24.
14. Клюева, Н.В. Прочность и деформативность сборно-монолитных каркасов жилых зданий пониженной материалоемкости при запроектных воздействиях [Текст] / В.И. Колчунов, Д.А. Рыпаков, А.С. Бухтиярова // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. - №1. – С.36-39
15. Колчунов, В.И. Экспериментально-теоретические исследования преднапряженных железобетонных элементов рам в запредельных состояниях [Текст] // Строительная механика и расчет сооружений. – 2010. - №3. – С.14-17.
16. Колчунов, В.И. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях [Текст] / В.И. Колчунов, Н.В.Клюева, Н.Б.Андросова, А.С. Бухтиярова. – М.: Издательство АСВ, 2014. – 208 с.
17. Баширов, Х.З. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений [Текст] / Х.З.Баширов, Вл.И. Колчунов, С.В.Федоров, И.А. Яковенко. – М.: Издательство АСВ, 2016. – 248 с.
18. Сальников, А.С. Расчетная модель образования пространственных трещин первого вида в железобетонных конструкциях при кручении с изгибом [Текст] / А.С. Сальников, Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. - №3. – С.35-40.

Колчунов Виталий Иванович

Юго-Западный государственный университет, г. Курск
Доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой «Уникальные здания и сооружения»
E-mail: asiorel@mail.ru

Осовских Евгений Васильевич

Юго-Западный государственный университет, г. Курск
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Уникальные здания и сооружения»
E-mail: jane_wasp@mail.ru

Алькади Светлана Алексеевна

Юго-Западный государственный университет, г. Курск
Ассистент кафедры «Уникальные здания и сооружения»
E-mail: fortina2008@mail.ru

V. KOLCHUNOV, E. OSOVSKIIH, S. ALKADY

**AN EXPERIMENTAL STUDY OF THE FRAME'S FRAGMENT
OF HIGH-RISE BUILDING WITH REINFORCED CONCRETE ELEMENTS,
WHICH HAVE COMPOSITE SECTIONS**

The article deals with the method of experimental determination of the vitality parameter and the coefficient of additional dynamic stresses of experimental spatial frame, when the central column of it suddenly switches off. The experimental data of deformations, displacements, crack's pattern and width of cracks of composite beam at complex stress-strain state - bending with torsion. It is presented the analysis of the displacement increments and the width of the cracks in the frame construction, when structural change in the structure suddenly appears.

Keywords: *experimental studies, progressive collapse, vitality, reinforced concrete structures, the impact of beyond design basis, the composite section.*

BIBLIOGRAPHY

1. Fedorov, V.S. Protivopozharnaya zashchita zdaniy. Konstruktivnyye i planirovochnyye resheniya [Tekst]: Uchebnoye posobiye / V.S. Fedorov, V.I. Kolchunov, V.Ye. Levitskiy. - М.: Izd-vo ASV, 2013. -176 s.
2. Geniyev, G.A. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstruktсий pri zaproyektnykh vozdeystviyakh [Tekst] / G.A. Geniyev, V.I. Kolchunov, N.V. Klyuyeva, A.I. Nikulin, K.P. Pyatikrestovskiy. – М.: ASV, 2004. -216 s.

3. Bondarenko, V.M. Kontsepsiya i napravleniya razvitiya teorii konstruktivnoy bezopasnosti зда-ний i sooruzheniy pri silovykh i sredovykh vozdeystviyakh [Tekst] / V.M. Bondarenko, V.I. Kolchunov // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2013. - №2. – S.28-31
4. Kodysh, E.N. Zashchita mnogoetazhnykh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya [Tekst] / E.N. Kodysh, N.N. Trekin, D.A. Chesnokov // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2016. - №6. – S. 8-12
5. Almazov, V.O. Dinamika progressiruyushchego razrusheniya monolitnykh mnogoetazhnykh karkasov [Tekst] / V.O. Almazov, Kao Zuy Kkhoy // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2010. – №4. – S. 52–56.
6. Yeremeyev, P.G. Predotvrashcheniye lavinoobraznogo (progressiruyushchego) obrusheniya nesushchikh konstruktсий unikal'nykh bol'sheproletnykh sooruzheniy pri avariynykh vozdeystviyakh [Tekst] / P.G. Yeremeyev // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. – 2006. – №2. – S. 65–72.
7. Rastorguyev, B.S. Obespecheniye zhivuchesti grazhdanskikh zdaniy pri osobykh vozdeystviyakh [Tekst] / B.S. Rastorguyev, A.I. Plotnikov // Tematicheskaya nauchno-prakticheskaya konferentsiya «Gorodskoy stroitel'nyy kompleks i bezopasnost' zhizneobespecheniya grazhdan»: sb. dokladov. CH.1. – M.: MGSU, 2005. –9–10 noyabrya. – S. 152–165.
8. Bondarenko, V.M. Otsenka dinamicheskikh napryazheniy i momentov v konstruktivnykh elementakh sooruzheniy [Tekst] / V.M. Bondarenko, Ye.A. Larionov // Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktсий i sooruzheniy. – 2006. – №2. – S. 93–98.
9. Travush, V.I. Bezopasnost' i ustoychivost' v prioritnykh napravleniyakh razvitiya Rossii [Tekst] / V.I. Travush // Academia. – 2006. – №2. – S. 9–12
10. Kodysh, E.N. Raschet zhelezobetonnykh konstruktсий iz tyazhelogo betona po prochnosti, treshchinostoykosti i deformatsiyam [Tekst] / E.N.Kodysh, I.K.Nikitin, N.N.Trekin. – M.:ASV, 2010. – 352s.
11. Shapiro, G.I. Zashchita panel'nykh zdaniy ot vozdeystviya perepada temperatury pri avariynom otklyuchenii otopeniya [Tekst] / G.I. Shapiro, YU.M. Strugatskiy // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2001. – № 5. – S. 42–45.
12. Tamrazyan, A.G. Resurs zhivuchesti – osnovnoy kriteriya resheniy vysotnykh zdaniy [Tekst] / A.G. Tamrazyan // Zhilishchnoye stroitel'stvo. – 2010. – № 1. – S. 15–18.
13. Bukhtiyarova, A.S. Issledovaniya zhivuchesti s novoy konstruktivnoy sistemoy iz industrial'nykh panel'no-ramnykh elementov [Tekst] / A.S. Bukhtiyarova, V.I. Kolchunov, D.A. Rypakov, S.A. Filatova // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2014. - №6. – S.18-24.
14. Klyuyeva, N.V. Prochnost' i deformativnost' sborno-monolitnykh karkasov zhilykh zdaniy poni-zhennoy materialoemkosti pri zaproyektnykh vozdeystviyakh [Tekst] / V.I. Kolchunov, D.A. Rypakov, A.S. Bukhtiyarova // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2015. - №1. – S.36-39
15. Kolchunov, V.I. Eksperimental'no-teoreticheskiye issledovaniya prednapryazhennykh zhelezobetonnykh elementov ram v zapredel'nykh sostoyaniyakh [Tekst] // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. – 2010. - №3. – S.14-17.
16. Kolchunov, V.I. Zhivuchest' zdaniy i sooruzheniy pri zaproyektnykh vozdeystviyakh [Tekst] / V.I. Kolchunov, N.V.Klyuyeva, N.B.Androsova, A.S. Bukhtiyarova. – M.: Izdatel'stvo ASV, 2014. – 208 s.
17. Bashirov, KH.Z. Zhelezobetonnyye sostavnyye konstruktсии zdaniy i sooruzheniy [Tekst] / KH.Z.Bashirov, V.I. Kolchunov, S.V.Fedorov, I.A. Yakovenko. – M.: Izdatel'stvo ASV, 2016. – 248 c.
18. Sal'nikov, A.S. Raschetnaya model' obrazovaniya prostranstvennykh treshchin pervogo vida v zhelezobetonnykh konstruktсийakh pri kruchenii s izgibom [Tekst] / A.S. Sal'nikov, V.I. Kolchunov, I.A. Yakovenko // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2015. - №3. – S.35-40.

V. Kolchunov

South-West State University, Kursk

Doctor of Technical Sciences, professor, head of the department of unique buildings and structures

E-mail: asiorel@mail.ru

E. Osovskih

South-West State University, Kursk

Candidate of Technical Sciences, associated professor of the department of unique buildings and structures

E-mail: jane_wasp@mail.ru

S. Alkady

South-West State University, Kursk

Assistant of the department of unique buildings and structures

E-mail: fortina2008@mail.ru

КОЛЧУНОВ Вл.И., САЛЬНИКОВ А.С.

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КРУЧЕНИИ С ИЗГИБОМ

Проведены экспериментальные исследования с целью проверки предлагаемого метода расчета и выявления закономерностей и параметров трещинообразования железобетонных конструкций при кручении с изгибом. Важнейшими из них являются: обобщенная нагрузка $R_{sup,cr,c}$, координаты образования пространственных трещин, ширина раскрытия трещин на уровне оси продольной и поперечной растянутой арматуры вдоль всего профиля трещин; изменения расстояния между трещинами $l_{cr,c}$ и длины трещин $h_{cr,c}$ по мере увеличения деформационной нагрузки (с проверкой многоуровневого процесса образования трещин); деформаций сжатого бетона и арматуры при сложном напряженно-деформированном состоянии и др. Для анализа в статье приведены графики деформаций, в том числе, полученных по показаниям электротензометрических розеток.

Ключевые слова: экспериментальные исследования, железобетонные конструкции, трещинообразование, кручение с изгибом, анализ деформаций

В зданиях и сооружениях значительный удельный вес имеют железобетонные конструкции, испытывающие сложное сопротивление – кручение с изгибом (обвязочные ригели, косоуры покрытий, элементы лестничных маршей; конструкции, работающие в сложных инженерно-геологических условиях и т.п.). Что же касается несимметричных высотных зданий (оригинальность и количество которых в последние годы все более возрастает), – практически все их несущие конструкции работают с присутствием кручения. Следует отметить, что сопротивление трещинообразованию пространственных трещин в железобетонных конструкциях само по себе явление достаточно сложное, а в условиях сложного сопротивления кручению с изгибом оно еще более усложняется.

Экспериментальные исследования трещиностойкости железобетонных конструкций при кручении с изгибом проведены лишь в отдельных случаях с ограниченным количеством изучаемых параметров. На сегодняшний день практически отсутствуют фактические данные о напряженно-деформированном состоянии и координатах появления пространственных трещин, не изучены возникающие при этом эффекты, связанные с нарушением сплошности железобетона. Мало опытных данных о длине и приращении трещин при увеличении нагрузки. Тем не менее, отмеченные параметры являются определяющими для анализа сопротивления областей, прилегающим к местам пересечения трещинами рабочей арматуры, где, как показали последние исследования [1, 2] и др., возникает эффект нарушения сплошности (деформационный эффект).

Влияние такого эффекта на равновесие усилий в поперечном сечении по результатам исследований проф. В.М. Бондаренко, Вл. И. Колчунова [1], может составлять около 40%. Это становится особенно актуальным, когда речь идет о таком дифференциальном параметре, как трещиностойкость.

В работах [3...6] была сделана попытка разработки расчетных положений для решение задачи образования разных пространственных трещин на нижней и боковой грани железобетонных конструкций при кручении с изгибом, позволяющее отыскивать минимальную обобщенную загрузку и координаты точки образования первой пространственной трещины.

С целью проверки предлагаемого метода расчета и выявления закономерностей трещинообразования железобетонных конструкций при кручении с изгибом были проведены экспериментальные исследования, методика которых была разработана в работе [7].

Экспериментальные исследования позволили заметно уточнить зависимости для определения основных параметров трещиностойкости железобетонных составных конструкций,

$R_{sup,crc}$ и координат образования пространственных трещин. Экспериментально определены следующие параметры: значения опорной реакции $R_{sup,crc}$ в момент образования наклонных трещин в пролете «среза»; фактической высоты сжатой зоны x_{fact} в сечении I–I (поперечное сечение, проходящее через конец пространственной трещины, в зоне действия сосредоточенной силы) и высоты сжатого бетона над пространственной трещиной; расстояние по горизонтали X и по вертикали y от опорной реакции и от геометрической оси, соответственно; прогибов; ширины раскрытия трещин на уровне оси продольной и поперечной растянутой арматуры вдоль всего профиля трещин; изменения расстояния между трещинами l_{crc} и длины трещин h_{crc} по мере увеличения деформационной нагрузки (с проверкой многоуровневого процесса образования трещин); деформаций сжатого бетона и арматуры и др. Более того, полученная экспериментальная информация может дать более полное представление об особенностях сопротивления железобетона в целом.

Для измерения максимальных прогибов также устанавливались прогибомеры (с ценой деления 0,01 мм) – рис. 1. С целью исключения влияния окружающего бетона на положение гаек при деформациях, на гайки надевались специальные резиновые трубки перед бетонировкой, а торцы гаек закрывались с помощью пластилина.

Выдержка на всех ступенях, кроме контрольной, для проверки жесткости и трещиностойкости составляла не менее получаса. В процессе кратковременного нагружения отсчеты по механическим приборам и датчикам снимались дважды: на этапе сразу после приложения нагрузки и после выдержки.

Растянутая зона каждой конструкции тщательно осматривалась, появление трещин фиксировалось с помощью микроскопа МПБ-2 с 24-кратным увеличением и ценой деления 0,05 мм с точностью до 0,025 мм. По мере дальнейшего нагружения проводилось наблюдение за появлением новых трещин и развитием уже имеющихся; замерялась ширина раскрытия трещин на двух боковых гранях в выше отмеченных уровнях (расположенных выше оси арматуры на 20 мм и 30 мм, соответственно) вдоль всего профиля трещины.

Зарисовка трещин производилась на специальных планшетах. Во время проведения экспериментальных исследований, с помощью микроскопа МПБ-2 замерялась ширина раскрытия трещин на уровне оси продольной рабочей арматуры и поперечных стержней, а также в нескольких местах по направлению развития трещины. Картина трещин, их раскрытие и распространение на каждой ступени наносилась на специальные планшеты в масштабе 1:1.

Отметим, что при разработке методики экспериментальных исследований [7] были предусмотрены четыре группы электротензорезисторов на основные опытные железобетонные конструкции, и на вспомогательные призмы из разных классов бетонов (В30/В30/В30, В20/В30/В20). Электротензорезисторы *первой* группы (рис. 1) были установлены по высоте поперечного сечения I–I экспериментальных железобетонных конструкций основных серий в фибровых волокнах, в местах определения нулевой точки, т. е. перехода от удлинения к укорочению. Это позволило изучить распределение деформаций по всей высоте сжатой зоны, определить размеры сжатой зоны и фактическую высоту развития трещин. Электротензорезисторы установлены цепочкой по высоте образцов (рис. 1, рис. 2). Для обеспечения надежности и дополнения опытной информации были предусмотрены розетки, составляющие II группу электротензорезисторов, расположенные в двух одинаково напряженных (симметричных) сечениях. Электротензорезисторы *второй* группы были установлены на берегах образованных трещин на уровне оси растянутой арматуры и на уровне нейтральной оси между бетонами. Схема размещения этих электротензорезисторов приведена на рис. 1 и рис. 2.



Рисунок 2 – Общий вид установки электротензорезисторов на бетон

Для повышения достоверности экспериментальных данных работа электротензорезисторов дублируется там, где это возможно, с помощью механических приборов с ценой деления 0,001мм (рис. 1). При этом также устанавливаются механические приборы, позволяющие измерять прогибы опытной конструкции и деформации вдоль оси растянутой арматуры (рис. 1, рис. 3, рис. 4), которые в сочетании с другими механическими приборами и электротензорезисторами, дают возможность выполнить анализ средних деформаций бетона и арматуры и проверить гипотезу плоских сечений в сечении I-I (поперечное сечение, проходящее через конец пространственной трещины, в зоне действия сосредоточенной силы) для средних деформаций бетона и арматуры.

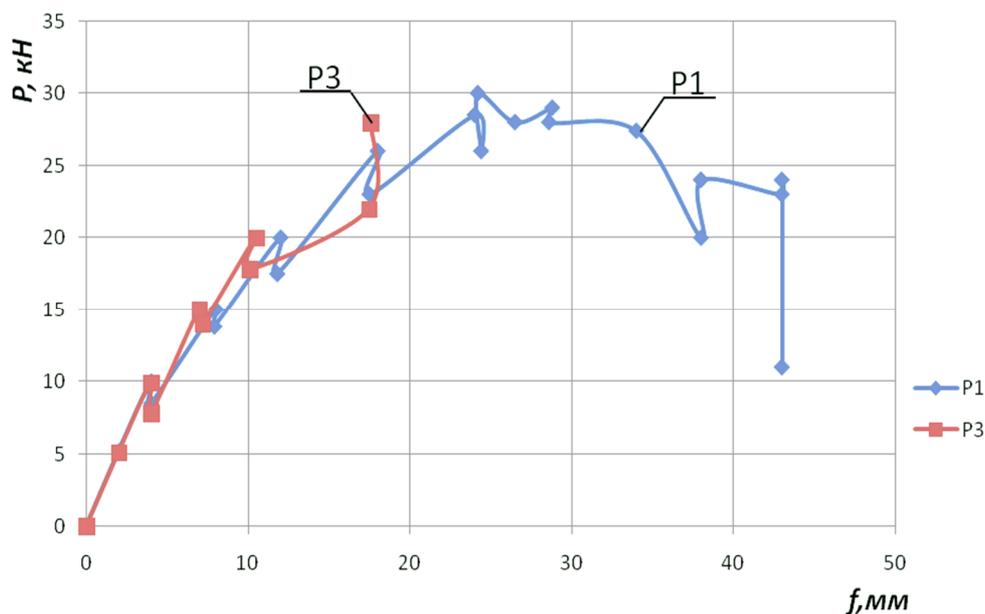


Рисунок 3 – Графики зависимости прогибов в конструкции КИП-II-1,6

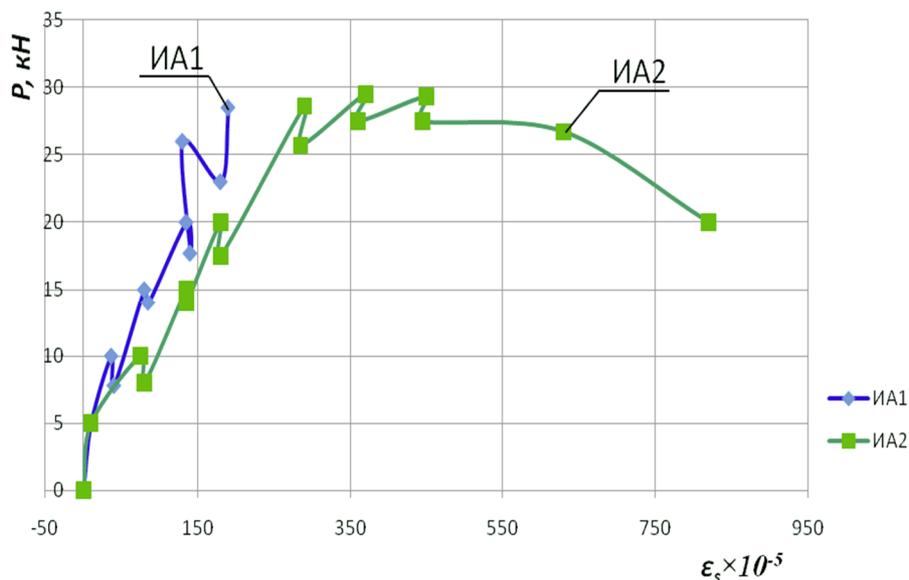


Рисунок 4 – Графики зависимости деформаций арматуры конструкции КИП–II–1,6

Таким образом, проведены экспериментальные исследования с целью проверки предлагаемого метода расчета и выявления закономерностей и параметров трещинообразования железобетонных конструкций при кручении с изгибом. Важнейшими из них являются: обобщенная нагрузка $R_{supercr}$, координаты образования пространственных трещин, ширина раскрытия трещин на уровне оси продольной и поперечной растянутой арматуры вдоль всего профиля трещин; изменения расстояния между трещинами l_{crc} и длины трещин h_{crc} по мере увеличения деформационной нагрузки (с проверкой многоуровневого процесса образования трещин); деформаций сжатого бетона (рис. 5, рис. 6) и арматуры (рис. 4) при сложном напряженно-деформированном состоянии и др. Для анализа в статье приведены графики деформаций, в том числе, полученных по показаниям электротензометрических розеток (рис. 2, рис. 6).

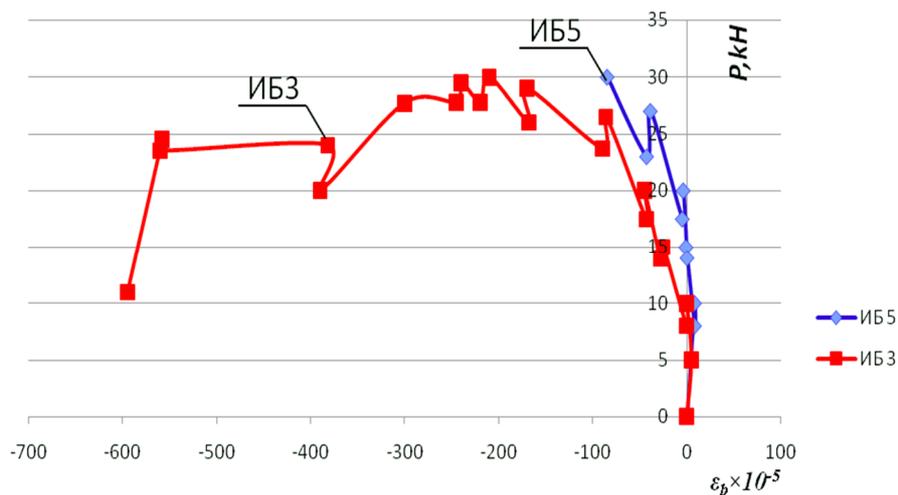


Рисунок 5 – Графики зависимости деформаций бетона конструкции КИП–II–1,6

Выполненные экспериментальные исследования охватывают широкий круг вопросов, которые так необходимы при разработке нового расчетного аппарата железобетонных конструкций (и в первую очередь для выяснения трещинообразующей нагрузки и координат образования пространственных трещин) на действие кручения с изгибом.

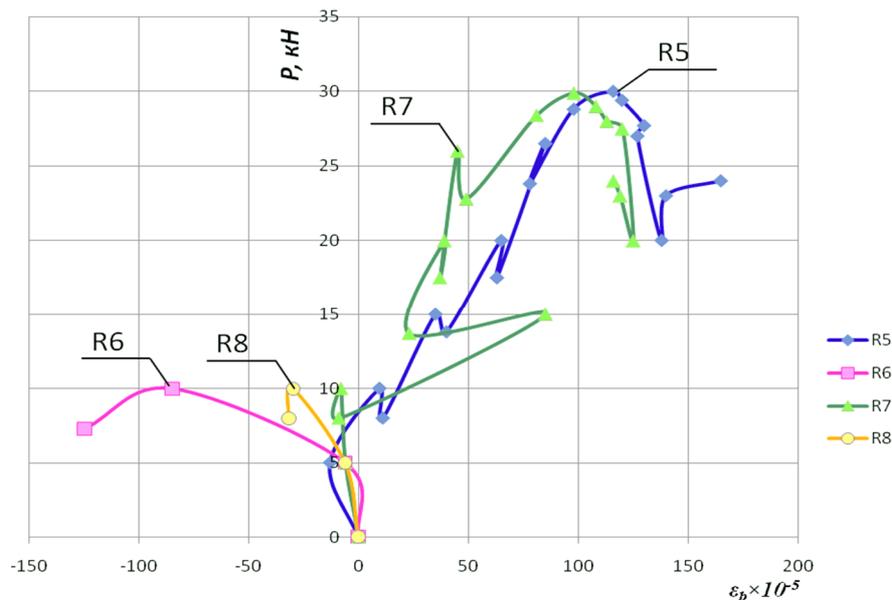


Рисунок 6 – Графики зависимости деформаций бетона по показаниям розетки тензорезисторов в опытной конструкции КИП-II-1,6

Выводы

На основании экспериментальных исследований железобетонных конструкций сплошного сечения, получены достоверные данные о сложном напряженно-деформированном состоянии в исследуемых областях при действии изгибающего и крутящего моментов.

Проведенные экспериментальные исследования, представляют возможность проверки достоверности расчетного аппарата трещиностойкости железобетонных конструкций при действии кручения с изгибом, расстояний между трещинами (при проверке многоуровневого процесса их образования) и дают возможность убедиться в адекватности рабочих гипотез при варьировании длины образцов, крутящего и изгибающего моментов, класса бетона, и в заметной степени дополняют имеющийся фактический материал.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона [Текст]: монография / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М. : АСВ, 2004. – 472 с.
2. Клюева, Н.В. К расчету ширины раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях [Текст] / Н. В. Клюева, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №2. – С. 8–11.
3. Salnikov A., Kolchunov V.I., Yakovenko I. The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending (2015), Applied Mechanics and Materials, 2015, Vols. 725-726, pp. 784–789.
4. Яковенко И.А. Расчетная модель образования пространственных трещин первого вида при кручении с изгибом [Текст] / А. С. Сальников, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – №3. – С. 35–40.
5. Колчунов, В.И. Методика расчета предельной нагрузки и координат образования пространственной трещины первого вида в железобетонных конструкциях при кручении с изгибом [Текст] / А. С. Сальников, Вл. И. Колчунов, В. И. Колчунов // Строительство и реконструкция. – 2015. – №6(62). – С. 49– 56.
6. Клюева, Н.В. Метод определения минимальной нагрузки и координат образования пространственной трещины в железобетонных конструкциях при кручении с изгибом [Текст] / А. С. Сальников, Н. В. Клюева, В.И. Колчунов // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №1. – С. 52–57.
7. Колчунов, Вл.И. Экспериментальные исследования трещинообразования железобетонные конструкций при кручении с изгибом [Текст] / Вл. И. Колчунов, А. С. Сальников // Строительство и реконструкция. – 2016. – №3(65). – С. 24– 32.

Колчунов Владимир Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск
Доктор технических наук, профессор, профессор кафедры промышленного и гражданского строительства
E-mail: vlik52@mail.ru

Сальников Алексей Сергеевич

ФГБОУ ВО «Брянский государственный инженерно-технологический университет», г. Брянск
Аспирант, инженер
E-mail: ego2103@ukr.net

VI. KOLCHUNOV, A. SALNIKOV

**THE RESULTS OF EXPERIMENTAL STUDIES CRACKING
OF REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS
AT TORSION WITH BENDING**

The experimental researches are performed in order to test the proposed method of calculation and identify patterns and parameters of cracking reinforced concrete constructions by torsion with bending. The most important ones are follows: the generalized load $R_{sup,crcc}$, the coordinates of spatial cracks formation, the width of crack opening at the level of the axis of the longitudinal and transverse tensile armature along the entire profile of cracks; changing the distance between the cracks l_{crc} and crack length h_{crc} increasing the deformation load (with checking multilevel process of crack formation); compression strain of concrete and armature at the complex stress-strain state and others. The graphs of deformations are shown in the article for the analysis including on indications received by strain gauge transducers.

Keywords: *experimental studies, reinforced concrete constructions, cracking, torsion with bending, deformation analysis.*

BIBLIOGRAPHY

1. Bondarenko, V.M. Raschetnyye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona [Tekst]: monografiya / V. M. Bondarenko, V. I. Kolchunov. – M. : ASV, 2004. – 472 с.
2. Klyuyeva, N.V. K raschetu shiriny raskrytiya naklonnykh treshchin tret'yego tipa v sostavnykh zhelezobetonnykh konstruktsiyakh [Tekst] / N. V. Klyuyeva, I. A. Yakovenko, N. V. Usenko // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2014. – №2. – S. 8–11.
3. Salnikov A., Kolchunov V.I., Yakovenko I. The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending (2015), Applied Mechanics and Materials, 2015, Vols. 725-726, pp. 784–789.
4. Yakovenko, I. A. Raschetnaya model' obrazovaniya prostranstvennykh treshchin pervogo vida pri kruchenii s izgibom [Tekst] / A. S. Sal'nikov, V.I. Kolchunov, I. A. Yakovenko // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2015. – №3. – S. 35–40.
5. Kolchunov, V. I. Metodika rascheta predel'noy nagruzki i koordinat obrazovaniya prostranstvennoy treshchiny pervogo vida v zhelezobetonnykh konstruktsiyakh pri kruchenii s izgibom [Tekst] / A. S. Sal'nikov, V.I. Kolchunov // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2015. – №6(62). – S. 49– 56.
6. Klyuyeva, N. V. Metod opredeleniya minimal'noy nagruzki i koordinat obrazovaniya prostranstvennoy treshchiny v zhelezobetonnykh konstruktsiyakh pri kruchenii s izgibom [Tekst] / A. S. Sal'nikov, N. V. Klyuyeva, V.I. Kolchunov // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2016. – №1. – S. 52–57.
7. Kolchunov, V.I. Eksperimental'nyye issledovaniya treshchinoobrazovaniya zhelezobetonnyye konstruktsiy pri kruchenii s izgibom [Tekst] / V.I. Kolchunov, A. S. Sal'nikov // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2016. – №3(65). – S. 24– 32.

VI. Kolchunov

Southwest State University, Kursk
Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of Industrial and Civil Engineering Department
E-mail: vlik52@mail.ru

A. Salnikov

Bryansk state engineering and technological university, Bryansk
Post-graduate student, engineer
E-mail: ego2103@ukr.net

КОРОБКО А.В., ПРОКУРОВ М.Ю.

**АВТОМАТИЗИРОВАННЫЙ ПОДСЧЁТ КОЭФФИЦИЕНТА
ФОРМЫ ОДНОСВЯЗНЫХ ПЛОСКИХ ОБЛАСТЕЙ
С ВЫПУКЛЫМ ПОЛИГОНАЛЬНЫМ КОНТУРОМ**

В статье разработана методика и процедуры автоматизированного подсчёта значений коэффициента формы плоских областей, ограниченных односвязным полигональным контуром. Получены адаптированные расчётные зависимости к использованию координатного метода, приведены алгоритмы решения задачи и примеры её программной реализации, а также результаты тестирования, подтверждающие адекватность используемой математической модели. Рассмотренная методика может быть использована при разработке специализированного программного обеспечения по решению задач теории упругости для пластинок и мембран.

Ключевые слова: полигональный контур, коэффициент формы, алгоритм, программа.

В работах [1, 2, 3] теоретически доказано, что коэффициент формы является геометрическим аналогом критериальных физических характеристик в ряде двумерных задач теории упругости для пластинок и мембран: максимальный прогиб при поперечном изгибе [4...6]; основная частота свободных колебаний [7]; критическая сила в задачах устойчивости; разрушающая нагрузка для пластинок, находящихся в состоянии предельного равновесия [8]; приведенная геометрическая жёсткость в задаче упругого кручения призматических стержней [9]. Перечисленные задачи описываются дифференциальными уравнениями эллиптического типа второго и четвёртого порядков, что имеет геометрическую аналогию с указанной интегральной геометрической характеристикой [2].

Впервые к расчёту пластинок коэффициент формы был применён профессором В.И. Коробко. На основе использования коэффициента формы разработан ряд методов, относящихся к технической теории расчёта пластинчатых конструкций: изопериметрический метод (разработан проф. В.И. Коробко), метод интерполяции по коэффициенту формы (разработан проф. А.В. Коробко). Подробнее об использовании коэффициента формы для расчёта пластинчатых конструкций изложено в статьях [10, 11], и в ряде работ, посвященных применению этого метода к решению задач, связанных с областями определенного вида [12...15].

Учитывая важность рассматриваемой интегральной геометрической характеристики, обратимся к вопросу её практического определения для плоских замкнутых областей, ограниченных выпуклым контуром.

Коэффициентом формы плоской замкнутой области является безразмерная величина, в общем виде представляющая собой контурный интеграл [2, 16]:

$$K_f = \oint_L \frac{ds}{h}, \quad (1)$$

где ds – линейный элемент контура L , h – перпендикуляр, опущенный на него из некоторой точки, расположенной внутри рассматриваемой замкнутой области (рисунок 1, а).

Выражение (1) может быть вычислено для каждой внутренней точки замкнутого выпуклого контура, однако доказано, что в любой указанной области существует единственная точка, для которой оно принимает минимальное значение [17]. Такую точку будем определять как центр рассматриваемой области. Его положение, в общем случае, определяется путём минимизации величины K_f при варьировании значений координат внутри контура данной области.

Для криволинейной выпуклой замкнутой области, контур которой задан уравнением в полярных координатах, выражение (1), взятое относительно выбранного полюса, имеет следующий вид:

$$K_f = \int_0^{2\pi} \left(1 + \frac{r'^2}{r^2} \right) d\varphi, \quad (2)$$

где $r = r(\varphi)$ – полярное уравнение контура рассматриваемой области [17].

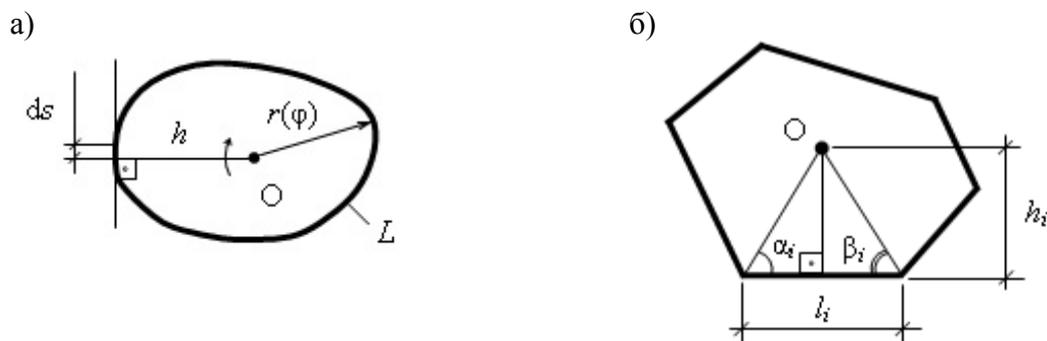


Рисунок 1 – Параметры замкнутой выпуклой области для определения K_f : а) произвольной криволинейной; б) полигональной

При рассмотрении произвольной точки, взятой внутри криволинейного контура, использование выражения (2) представляется затруднительным, поскольку, в этом случае, необходимо определять новое полярное уравнение, описывающее весь контур области или отдельные его участки. Одним из способов выхода из данной ситуации является аппроксимация криволинейного контура близким к нему полигональным очертанием.

При вычислении коэффициентов формы фигур, имеющих замкнутый полигональный контур (рисунок 1, б), выражение (1) принимает вид [1, 2, 16]:

$$K_f = \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{h_i}, \quad (3)$$

где l_i – длина i -той стороны контурного n -угольника; h_i – перпендикуляр, проведенный к ней из рассматриваемой точки, расположенной внутри данного n -угольника [1, 2]. Выражение (3) также может быть представлено в следующем виде:

$$K_f = \sum_{i=1}^n (\text{ctg}\alpha_i + \text{ctg}\beta_i), \quad (4)$$

где α_i и β_i – углы, показанные на рисунке 1, б.

Несмотря на то, что выражение (4) более сложно реализуется при выполнении практических расчётов, оно подчёркивает важное свойство коэффициента формы. Поскольку в состав выражения входят только значения рассматриваемых углов, становится более очевидным геометрический факт, что величина коэффициента формы не зависит от масштаба и одинакова для подобных областей.

Таким образом, зависимость (3) представляется важной для практического использования при автоматизации расчёта значений K_f различных выпуклых областей. Как отмечено, это могут быть области полигонального очертания, а также криволинейного и смешанного очертания, у которых криволинейные участки аппроксимируются соответствующим полигональным контуром.

Рассмотрим преобразование формулы (3) для вычисления коэффициента формы области, очерченной произвольным полигональным контуром, с использованием математическо-

го аппарата аналитической геометрии. Такой подход обоснован легкостью задания контура рассматриваемой области в принятой декартовой системе отсчёта путём ввода координат его вершин.

На рисунке 2 показан элемент полигонального контура плоской выпуклой замкнутой области, ограниченный точками 1 и 2. Согласно выражению (3), его длина соответствует некоторому значению l_i . Точкой C обозначен текущий центр области, относительно которого вычисляется значение K_f .

Длина отрезка 1-2 определяется с помощью известного выражения через координаты его концов:

$$l = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}. \quad (5)$$

Расстояние от точки $C (x_c; y_c)$ до прямой 1-2, заданной уравнением общего вида $ax + by + c = 0$, определяется с помощью известной аналитической зависимости:

$$h = \left| \frac{ax_c + by_c + c}{\sqrt{a^2 + b^2}} \right|. \quad (6)$$

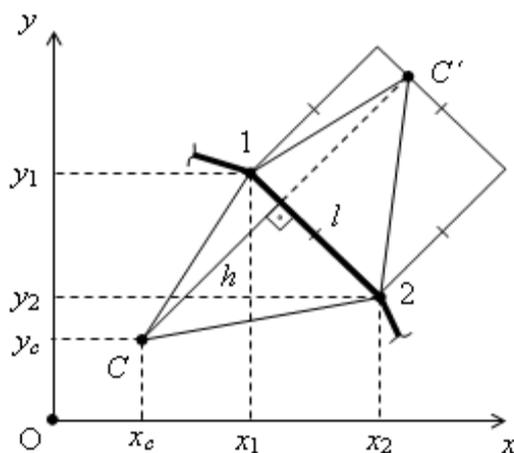


Рисунок 2 – Элемент полигонального контура в декартовой системе координат

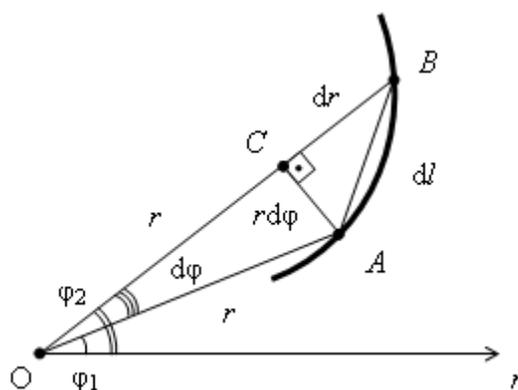


Рисунок 3 – Дифференциал дуги в полярной системе координат

Определим параметры уравнения прямой 1-2 через координаты задающих её точек. Как известно, уравнение прямой $ax + by + c = 0$, проходящей через точки 1 и 2 можно записать в следующем виде:

$$\begin{vmatrix} x_2 - x_1 & y_2 - y_1 \\ x - x_1 & y - y_1 \end{vmatrix} = 0. \quad (7)$$

Раскроем определитель (7) для вычисления искомым параметров:

$$\begin{aligned} \begin{vmatrix} x_2 - x_1 & y_2 - y_1 \\ x - x_1 & y - y_1 \end{vmatrix} &= (x_2 - x_1)(y - y_1) - (x - x_1)(y_2 - y_1) = \\ &= x_2y - x_2y_1 - x_1y + x_1y_1 - (xy_2 - xy_1 - x_1y_2 + x_1y_1) = \\ &= x_2y - x_2y_1 - x_1y + x_1y_1 - xy_2 + xy_1 + x_1y_2 - x_1y_1 = \\ &= (y_1 - y_2)x + (x_2 - x_1)y + x_1y_2 - x_2y_1 = 0. \end{aligned}$$

Таким образом, получаем следующие параметры уравнения прямой 1-2:

$$a = y_1 - y_2; \quad b = x_2 - x_1; \quad c = x_1y_2 - x_2y_1. \quad (8)$$

Запишем выражение для текущего слагаемого формулы (3) с учётом выражений (5), (6) и (8):

$$l/h = \frac{\sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}}{\left| \frac{ax_c + by_c + c}{\sqrt{a^2 + b^2}} \right|} = \frac{\sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}}{\left| \frac{(y_1 - y_2)x_c + (x_2 - x_1)y_c + x_1y_2 - x_2y_1}{\sqrt{(y_1 - y_2)^2 + (x_2 - x_1)^2}} \right|} = \tag{9}$$

$$= \frac{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}{|(y_1 - y_2)x_c + (x_2 - x_1)y_c + x_1y_2 - x_2y_1|}.$$

В полученном выражении (9) числитель представляет собой, согласно (5), квадрат длины стороны $l-2$ рассматриваемого полигонального контура. Отметим, что подкоренное выражение в формуле (5) можно также рассматривать как некоторый определитель:

$$l^2 = \begin{vmatrix} x_2 - x_1 & y_2 - y_1 \\ y_1 - y_2 & x_2 - x_1 \end{vmatrix}. \tag{10}$$

Раскроем смысл знаменателя выражения (9).

Из справочной литературы известно, что площадь треугольника $l-2-C$ с соответствующими координатами вершин можно вычислить, используя следующее выражение:

$$A = \pm \frac{1}{2} \begin{vmatrix} x_1 - x_c & y_1 - y_c \\ x_2 - x_c & y_2 - y_c \end{vmatrix}. \tag{11}$$

Раскроем определитель выражения (11):

$$\begin{aligned} \pm 2A &= \begin{vmatrix} x_1 - x_c & y_1 - y_c \\ x_2 - x_c & y_2 - y_c \end{vmatrix} = (x_1 - x_c)(y_2 - y_c) - (x_2 - x_c)(y_1 - y_c) = \\ &= x_1y_2 - x_1y_c - x_cy_2 + x_cy_c - (x_2y_1 - x_2y_c - x_cy_1 + x_cy_c) = \\ &= x_1y_2 - x_1y_c - x_cy_2 + x_cy_c - x_2y_1 + x_2y_c + x_cy_1 - x_cy_c = \\ &= (y_1 - y_2)x_c + (x_2 - x_1)y_c + x_1y_2 - x_2y_1. \end{aligned}$$

Очевидно, что полученный результат идентичен знаменателю итогового выражения (9).

Таким образом, используя математический аппарат аналитической геометрии с переходом к текущим индексам декартовых координат вершин контурного многоугольника, можно рассматривать выражение для K_f как сумму отношений некоторых определителей:

$$K_f = \sum_{i=1}^n \frac{\begin{vmatrix} x_{i+1} - x_i & y_{i+1} - y_i \\ y_i - y_{i+1} & x_{i+1} - x_i \end{vmatrix}}{\pm \begin{vmatrix} x_i - x_c & y_i - y_c \\ x_{i+1} - x_c & y_{i+1} - y_c \end{vmatrix}}, \text{ где при } i = n \text{ следует } i + 1 = 1. \tag{12}$$

Полученное выражение (12) включает только координаты вершин полигонального контура и изменяющиеся при поиске минимального значения координаты текущего центра рассматриваемой области. После ряда преобразований выражение (12) принимает вид, более приемлемый для автоматизации расчёта коэффициента формы:

$$K_f = \sum_{i=1}^n \frac{(x_{i+1} - x_i)^2 + (y_{i+1} - y_i)^2}{|(y_i - y_{i+1})x_c + (x_{i+1} - x_i)y_c + x_iy_{i+1} - x_{i+1}y_i|}, \text{ где если } i = n, \text{ то } i + 1 = 1. \tag{13}$$

Геометрическая интерпретация выражений (12) и (13) приведена на рисунке 2. Для каждого элемента полигонального контура можно рассматривать отношение площадей тре-

угольников, соответствующих $1-2-C'$ ($A=l^2/2$) и $1-2-C$ ($A=lh/2$). Окончательным результатом расчёта значения K_f будет являться сумма указанных отношений.

На основании приведенных преобразований, получаем выражение для вычисления K_f полигональной выпуклой области, адаптированное к координатному методу:

$$K_f = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{l_i^2}{A_i}, \quad (14)$$

где A_i – площадь треугольника, построенного на стороне полигона l_i с вершиной в точке, относительно которой вычисляется значение K_f .

Частный случай формулы (14) приведен в [2] как выражения для определения K_f областей в виде правильных n -угольников и круга, для которого $n = \infty$:

$$K_f = \frac{L^2}{2A}, \text{ где } L \text{ – периметр правильного } n\text{-угольника площадью } A.$$

Полученную зависимость (14) несложно подтвердить на основании рисунка 2.

С учётом того, что рассматриваемая высота треугольника $1-2-C$ равна $h=2A/l$, выражение (3) легко сводится к полученному выражению. Однако следует отметить, что такой непосредственный вывод зависимости без обоснования её практического применения может рассматриваться лишь как усложнение исходного выражения (3).

Покажем справедливость формулы (14) для областей имеющих криволинейное очертание, доказав с её помощью фундаментальное выражение (2).

Как известно из справочной литературы длина дуги кривой в полярных координатах определяется выражением:

$$L = \int_{\varphi_1}^{\varphi_2} dl = \int_{\varphi_1}^{\varphi_2} \sqrt{dr^2 + r^2 d\varphi^2}. \quad (15)$$

В приведенном выражении дифференциал дуги dl определён с помощью теоремы Пифагора как гипотенуза прямоугольного треугольника ABC , показанного на рисунке 3.

Выражение для площади полоской фигуры в полярных координатах также известно:

$$A = \int_{\varphi_1}^{\varphi_2} dA = \frac{1}{2} \int_{\varphi_1}^{\varphi_2} r^2 d\varphi. \quad (16)$$

В этом выражении (16) дифференциал площади dA рассматривается как площадь элементарного прямоугольного треугольника AOC , показанного на рисунке 3.

Подставим выражения (15) и (16) в предел суммы выражения (14):

$$K_f = \int_0^{2\pi} dK_f = \int_0^{2\pi} \frac{dl^2}{2dA} = \int_0^{2\pi} \frac{dr^2 + r^2 d\varphi^2}{2r^2 d\varphi} = \int_0^{2\pi} \frac{r'^2 d\varphi^2 + r^2 d\varphi^2}{r^2 d\varphi} = \int_0^{2\pi} \frac{(r^2 + r'^2) d\varphi^2}{r^2 d\varphi} = \int_0^{2\pi} \left(1 + \frac{r'^2}{r^2} \right) d\varphi.$$

Вернёмся к рассмотрению автоматизированной процедуры расчёта значений K_f для плоских выпуклых областей полигонального очертания, получившей реализацию в программе KfGeometry* [18].

При решении указанной задачи целесообразно выделить из всего множества рассматриваемых областей многоугольники, имеющие оси ортогональной симметрии, одну ось симметрии и произвольный контур (рисунок 4). Такой подход позволяет оптимизировать процесс поиска минимального значения K_f и достижение приемлемой точности решений для фигур характерных очертаний.

В качестве исходных данных к расчёту принимается число вершин контурного многоугольника n . Для фигуры с ортогональными осями симметрии необходимо $n > 3$, для дру-

* Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2012610432 от 10.01.2012 г.
 №6 (68) 2016 (ноябрь-декабрь)

гих вариантов $n > 2$. Далее для каждой вершины полигона в табличной форме задаются соответствующие координаты x, y . Обход контура области при вводе координат осуществляется последовательно в любом направлении, начиная с произвольно выбранной вершины. Определение центра области или положения оси симметрии, если таковые имеются, а также выбор начальных внутриконтурных точек выполняется автоматически. Также программой предусмотрены проверки корректности ввода исходных данных с учётом характерных вариантов очертаний.

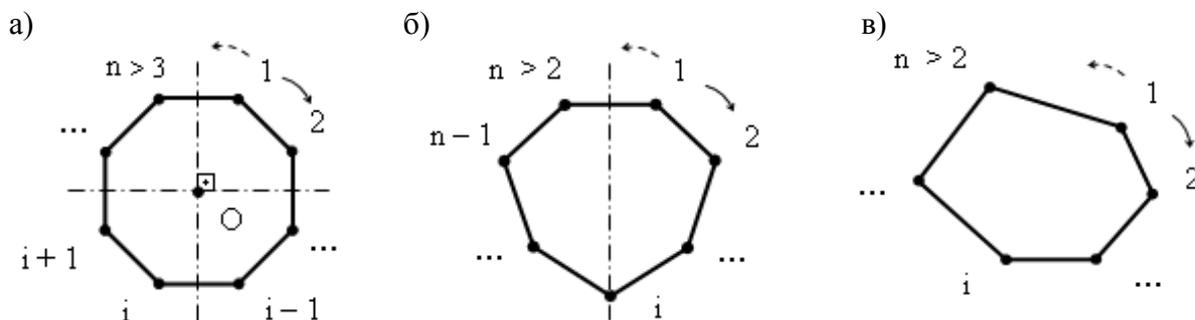


Рисунок 4 – Контур полигонального очертания: а) с центром ортогональной симметрии; б) с одной осью симметрии; в) произвольного очертания

Общий алгоритм расчёта коэффициента формы выпуклых полигональных областей приведен на рисунке 5.

При вычислении значений коэффициента формы полигональных фигур используется формула (14), реализуемая в виде выражения (13). Данная расчётная процедура выделена в качестве отдельной подпрограммы Kfcalculation, алгоритм которой представлен на рисунке 6.

Поскольку для фигур с осями ортогональной симметрии положение центров известно – точка пересечения осей симметрии, выражение (13) реализуется однократным обращением к указанной подпрограмме.

Для других вариантов проводится итерационный процесс вычислений с минимизацией значения искомой величины. Для фигур с одной осью симметрии, на которой лежит их центр, на очередной итерации принято варьирование значения координаты y . Для произвольно заданных фигур поиск минимального значения осуществляется варьированием значений обеих координат x, y . При этом обращение к подпрограмме Kfcalculation осуществляется на каждой текущей итерации.

Результаты работы программы представляются выводом численного значения коэффициента формы рассматриваемой области и координат её центра.

Сравним значения коэффициента формы, подсчитанные по конечным формулам и по алгоритмам описанной методики. Для удобства численного представления координат примем в качестве рассматриваемой фигуры ромб с острым углом $\alpha = 73,74^\circ$. Сторона такого ромба составляет 5 единиц, а диагонали соответственно 6 и 8 единиц, поскольку его составляют 4 «египетских» треугольника.

Коэффициент формы ромба определяется по формуле [2]: $K_f = 8/\sin\alpha$, подсчёт по которой даёт точное значение $K_f = 8,333325$. Окно программы KfGeometry с результатом подсчёта показано на рисунке 7.

Представим рассматриваемый ромб как произвольную полигональную область со следующими координатами вершин: 1 (-4; 0), 2 (0; 3), 3 (4; 0), 4 (0; -3). Результат программного подсчёта коэффициента формы такой фигуры приведен на рисунке 10.

Полученное значение $K_f = 8,333333$ отличается от точного решения на 0,0001 %.

Выполненный подсчёт коэффициента формы заданного ромба с учётом его ортогональной и вертикальной симметрии привел к аналогичному результату. Центр фигуры во всех проведенных подсчётах предсказуемо совпал с началом координатной системы.

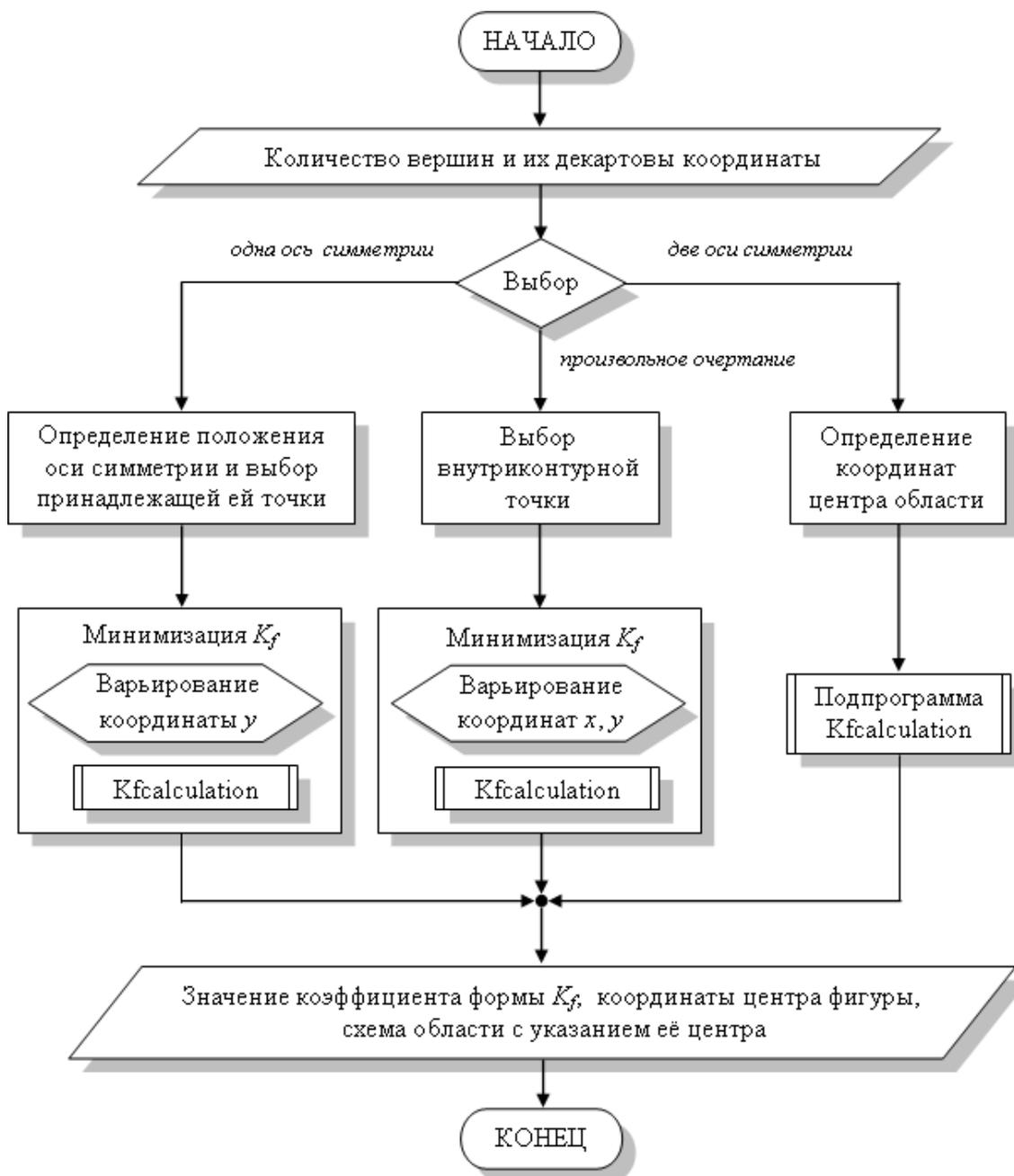


Рисунок 5 – Общий алгоритм расчёта коэффициента формы полигональных областей

Программный тестовый подсчёт коэффициента формы заданного ромба, рассматриваемого как произвольный параллелограмм, помимо тестового решения $K_f = 8,333325$ определил положение центра фигуры – точку $C(3,2; 2,4)$. Результат работы программы при выполнении данного тестового подсчёта приведен на рисунке 9.

Выполним подсчёт коэффициента формы ромба как произвольной полигональной области, соответствующей параллелограмму, показанному на рисунке 9. Результаты проделанного подсчёта приведены на рисунке 10.

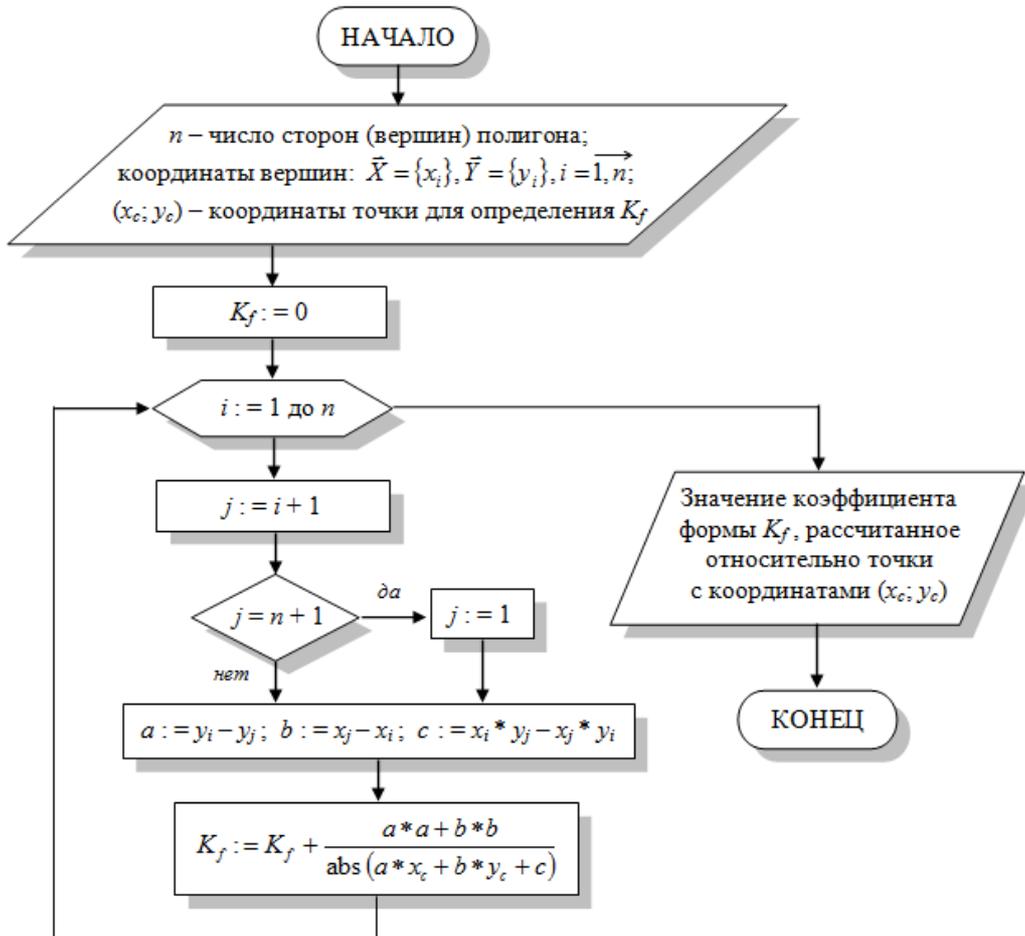


Рисунок 6 – Алгоритм подпрограммы подсчёта коэффициента формы относительно текущего центра полигональной области

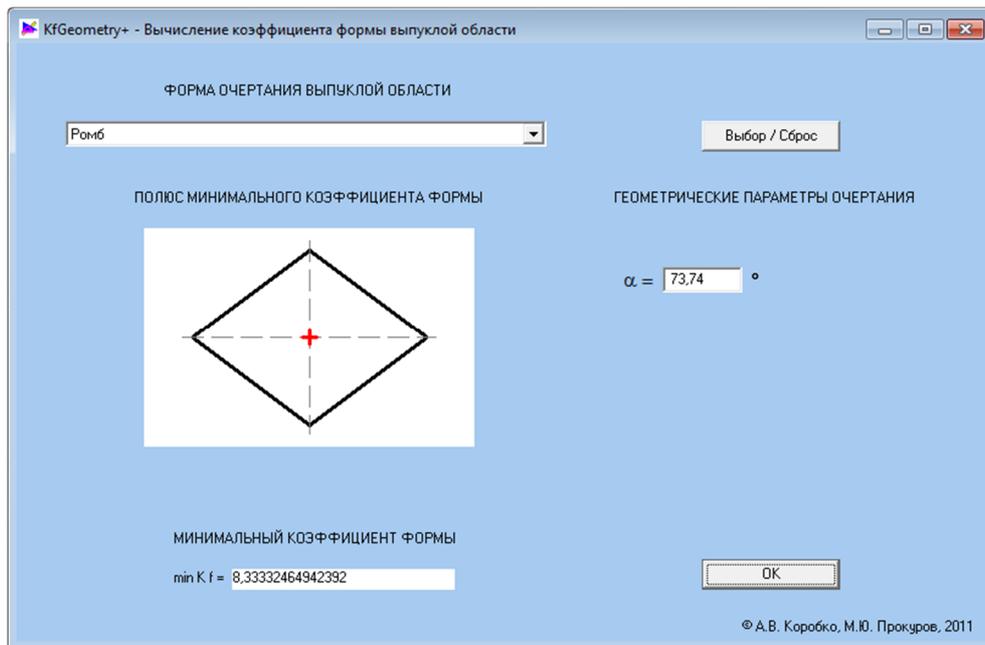


Рисунок 7 – Результат тестового подсчёта коэффициента формы ромба

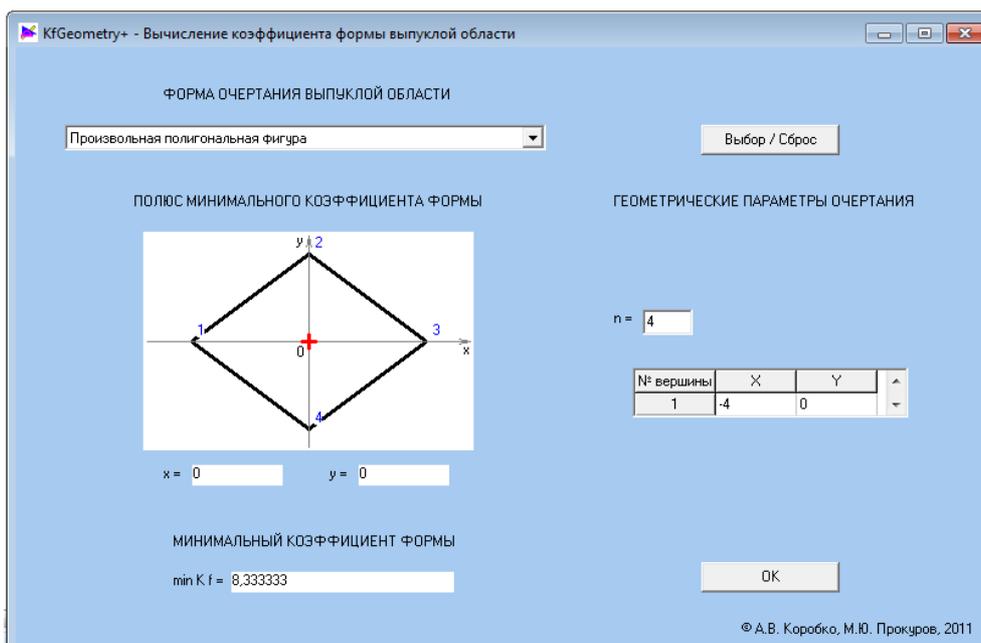


Рисунок 8 – Подсчёт коэффициента формы произвольной полигональной области

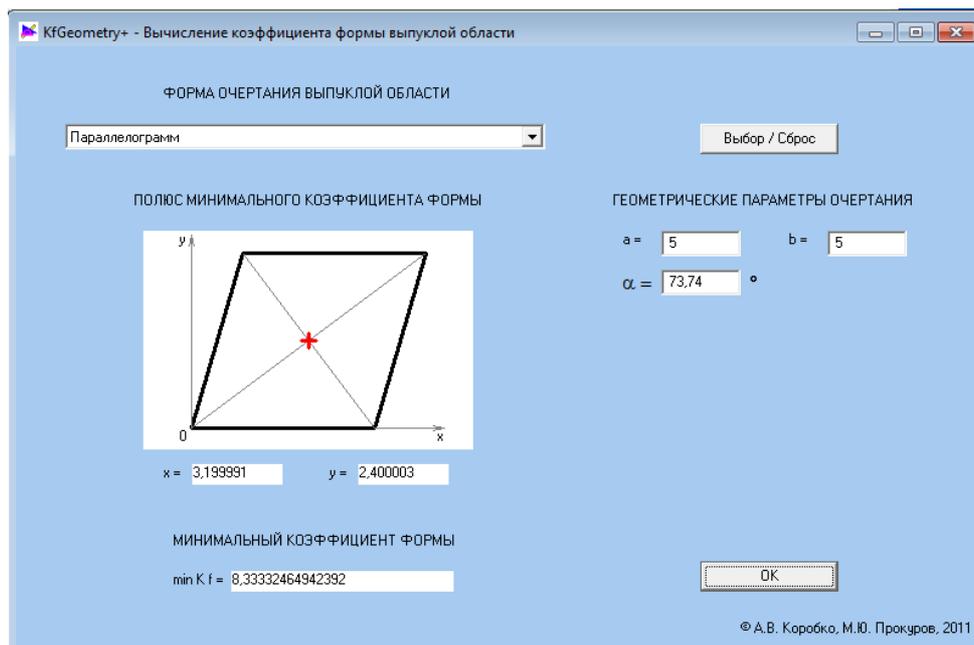


Рисунок 9 – Результат тестового подсчёта коэффициента формы параллелограмма

Новое положение ромба, рассматриваемого как произвольный многоугольник, определяется следующими координатами его вершин: 1 (0; 0), 2 (1,4; 4,8), 3 (6,4; 4,8), 4 (5; 0). При этом получено искомое значение $K_f = 8,333333$ аналогичное предыдущему решению по тестируемой методике. Координаты центра фигуры с большой точностью совпадают со значениями, определёнными тестовым подсчётом.

Приведенные примеры свидетельствуют о корректной работе процедуры автоматизированного подсчёта коэффициента формы для плоских областей, очерченных выпуклым полигональным контуром.

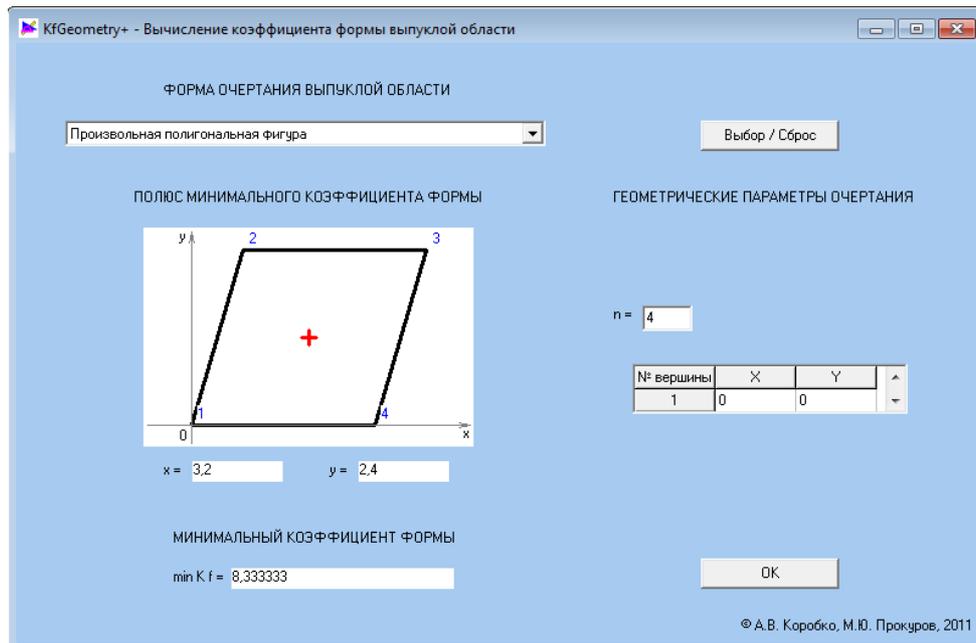


Рисунок 10 – Подсчёт коэффициента формы ромба при его изменённом положении

Основные выводы:

- 1) Получены новые выражения в виде формулы (14) и зависимостей (12) и (13), адаптированные к использованию координатного метода для расчёта значений коэффициента формы выпуклых областей, очерченных выпуклым полигональным контуром.
- 2) Разработаны алгоритмы процедуры автоматизированного расчёта коэффициента формы областей, заданных в виде симметричных и произвольных выпуклых многоугольников.
- 3) Проведены тестовые исследования программной реализации разработанной расчётной процедуры, подтверждающие адекватность используемой математической модели.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Коробко, В.И. Изопериметрический метод в строительной механике: Теоретические основы изопериметрического метода. – Т. 1 [Текст] / В.И. Коробко. – М.: Изд-во АСВ, 1997. 390 с.
2. Коробко, А.В. Геометрическое моделирование формы области в двумерных задачах теории упругости [Текст] / А.В. Коробко. – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 320 с.
3. Коробко, В.И. Расчёт пластинок методом предельного равновесия [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Коробко, С.А. Морозов, М.Ю. Прокуров; под ред. В.И. Коробко. – Издательство «Типография «Труд»». – Орёл, 2012. – 360 с.: ил.
4. Коробко, В.И. Применение метода интерполяции по коэффициенту формы к расчёту пластинок на упругом основании [Текст] / В.И. Коробко, А.А. Акутуганов // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2014. – № 1(252). – С. 18 – 24.
5. Коробко, В.И. Расчёт треугольных ортотропных пластинок с однородными граничными условиями методом интерполяции по коэффициенту формы [Текст] / В.И. Коробко, С.Ю. Савин // Строительство и реконструкция. – 2010. – № 4-30. – С. 8 – 12.
6. Фетисова, М.А. Применение метода интерполяции по коэффициенту формы для определения максимального прогиба прямоугольных пластинок с комбинированными граничными условиями [Текст] / М.А. Фетисова // Сборник трудов Донбасского государственного технического университета. – 2015. – № 2(45). – С. 93 – 98.

7. Савин, С.Ю. Решение задачи о свободных колебаниях упругой ортотропной пластинки методом интерполяции по коэффициенту формы [Текст] / С.Ю. Савин // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – № 2. – С. 19 – 22.
8. Морозов, С.А. Расчёт полигональных пластинок постоянной толщины, нагруженных равномерно распределённой нагрузкой, методом предельного равновесия [Текст] / С.А. Морозов // Строительство и реконструкция. – 2011. – № 1. – С. 26-34.
9. Сидоров, А.В. Определение геометрической жёсткости кручения тонкостенной трубы прямоугольного сечения методом интерполяции по коэффициенту формы [Текст] / А.В. Сидоров // Строительство и реконструкция. – 2014. – № 2. – С. 36 – 39.
10. Коробко, А.В. Развитие технической теории расчёта пластинчатых конструкций на основе методов геометрического моделирования их формы [Текст] / А.В. Коробко, М.Ю. Прокуров, А.А. Черняев // Строительство и реконструкция. – 2015. – № 1. – С. 17 – 21.
11. Фетисова, М.А. Применение метода интерполяции по коэффициенту формы для решения задач строительной механики [Текст] / М.А. Фетисова, С.С. Володин // Молодой учёный. – 2013. – № 3. – С. 114 – 116.
12. Коробко, А.В. Определение разрушающих нагрузок для шарнирно и свободно опёртых по контуру пластинок, нагруженных сосредоточенной силой в центре, путём геометрического моделирования их формы [Текст] / А.В. Коробко, М.Ю. Прокуров // Вестн. БГТУ. – 2013. – № 4. – С. 122 – 128.
13. Прокуров, М.Ю. Программа определения максимального прогиба упругих пластинок с использованием метода интерполяции по коэффициенту формы [Текст] / М.Ю. Прокуров // Строительство и реконструкция. – 2014. – № 3. – С. 21 – 30.
14. Коробко, А.В. Программа определения максимального прогиба упругих ортотропных пластинок на основе метода интерполяции по коэффициенту формы [Текст] / А.В. Коробко, М.Ю. Прокуров, С.Ю. Савин // Строительство и реконструкция. – 2012. – № 6. – С. 35 – 41.
15. Прокуров, М.Ю. Новый интерполяционный метод определения максимальных значений прогибов тонких упругих пластинок с произвольным выпуклым контуром [Текст] / М.Ю. Прокуров // Строительство и реконструкция. – 2016. – № 2. – С. 39 – 46.
16. Фетисова, М.А. Коэффициент формы как геометрическая характеристика [Текст] / М.А. Фетисова, С.С. Володин // Молодой учёный. – 2011. – № 5-1. – С. 105 – 107.
17. Полия, Г. Изопериметрические неравенства в математической физике [Текст] / Г. Полия, Г. Сёге. – Госматиздат, 1962. – 334 с.
18. Коробко, А.В. Программа определения значения коэффициента формы плоской замкнутой области, ограниченной выпуклым контуром различного очертания [Текст] / А.В. Коробко, М.Ю. Прокуров // Строительство и реконструкция. – 2013. – № 4. – С. 28 – 37.

Коробко Андрей Викторович

Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева, г. Орёл
Доктор технических наук, профессор, декан факультета новых технологий
E-mail: oante@ostu.ru

Прокуров Максим Юрьевич

Брянский государственный инженерно-технологический университет, г. Брянск
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»
E-mail: m.prokuroff@mail.ru

A. KOROBKO, M. PROKUROV

**AUTOMATED CALCULATION OF FORM FACTOR
OF SIMPLY CONNECTED PLANE DOMAINS
WITH CONVEX POLYGONAL CONTOUR**

The article presents the developed method and procedures of automated calculation of values of form coefficient of plane domains limited with simply connected polygonal contour. Adapted calculated dependencies for coordinate method application are obtained; solution algorithms and examples of its software implementation and the testing results confirming adequacy of the applied mathematical model are described. The procedure examined in the paper can be used to design specially configured software for solving problems of elasticity theory for plates and membranes.

Key words: polygonal contour, form coefficient, algorithm, software.

BIBLIOGRAPHY

1. Korobko, V.I. Izoperimetricheskiiy metod v stroitel'noy mekhanike: Teoreticheskie osnovy izo-perimetricheskogo metoda. – T. 1 [Tekst] / V.I. Korobko. – M.: Izd-vo ASV, 1997. 390 s.
2. Korobko, A.V. Geometricheskoe modelirovanie formy oblasti v dvumernykh zadachakh teorii uprugosti [Tekst] / A.V. Korobko. – M.: Izd-vo ASV, 1999. – 320 s.
3. Korobko, V.I. Raschyot plastinok metodom predel'nogo ravnovesiya [Tekst] / V.I. Korobko, A.V. Korobko, S.A. Morozov, M.Yu. Prokurov; pod red. V.I. Korobko. – Izdatel'stvo «Tipografiya «Trud»». – Oryol, 2012. – 360 s.: il.
4. Korobko, V.I. Primenenie metoda interpol'yatsii po koeffitsientu formy k raschyotu plastinok na uprugom osnovanii [Tekst] / V.I. Korobko, A.A. Aktuganov // Stroitel'naya mekhanika i raschyot sooruzhenii. – 2014. – № 1(252). – S. 18 – 24.
5. Korobko, V.I. Raschyot treugol'nykh ortotropnykh plastinok s odnorodnymi granichnymi usloviyami metodom interpol'yatsii po koeffitsientu formy [Tekst] / V.I. Korobko, S.Yu. Savin // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2010. – № 4-30. – S. 8 – 12.
6. Fetisova, M.A. Primenenie metoda interpol'yatsii po koeffitsientu formy dlya opredeleniya maksimal'nogo progiba pryamougol'nykh plastinok s kombinirovannymi granichnymi usloviyami [Tekst] / M.A. Fetisova // Sbornik trudov Donbasskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. – 2015. – № 2(45). – S. 93 – 98.
7. Savin, S.Yu. Reshenie zadachi o svobodnykh kolebaniyakh uprugoy ortotropnoy plastinki metodom interpol'yatsii po koeffitsientu formy [Tekst] / S.Yu. Savin // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2014. – № 2. – S. 19 – 22.
8. Morozov, S.A. Raschyot poligonal'nykh plastinok postoyannoy tolsshiny, nagruzhennykh ravnomerno raspredel'yonnoy nagruzkoy, metodom predel'nogo ravnovesiya [Tekst] / S.A. Morozov // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2011. – № 1. – S. 26-34.
9. Sidorov, A.V. Opredelenie geometricheskoy zhyostkosti krucheniya tonkostennoy truby pryamougol'nogo secheniya metodom interpol'yatsii po koeffitsientu formy [Tekst] / A.V. Sidorov // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2014. – № 2. – S. 36 – 39.
10. Korobko, A.V. Razvitie tekhnicheskoy teorii raschyota plastinchatykh konstruktsiy na osnove metodov geometricheskogo modelirovaniya ikh formy [Tekst] / A.V. Korobko, M.Yu. Prokurov, A.A. Chernyaev // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2015. – № 1. – S. 17 – 21.
11. Fetisova, M.A. Primenenie metoda interpol'yatsii po koeffitsientu formy dlya resheniya zadach stroitel'noy mekhaniki [Tekst] / M.A. Fetisova, S.S. Volodin // Molodoy uchyonyy. – 2013. – № 3. – S. 114 – 116.
12. Korobko, A.V. Opredelenie razrushayusshikh nagruzk dlya sharnirno i svobodno opyortykh po konturu plastinok, nagruzhennykh sosredotochennoy siloy v tsentre, putyom geometricheskogo modelirovaniya ikh formy [Tekst] / A.V. Korobko, M.Yu. Prokurov // Vestn. BGTU. – 2013. – № 4. – S. 122 – 128.
13. Prokurov, M.Yu. Programma opredeleniya maksimal'nogo progiba uprugikh plastinok s ispol'zovaniem metoda interpol'yatsii po koeffitsientu formy [Tekst] / M.Yu. Prokurov // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2014. – № 3. – S. 21 – 30.
14. Korobko, A.V. Programma opredeleniya maksimal'nogo progiba uprugikh ortotropnykh plastinok na osnove metoda interpol'yatsii po koeffitsientu formy [Tekst] / A.V. Korobko, M.Yu. Prokurov, S.Yu. Savin // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2012. – № 6. – S. 35 – 41.
15. Prokurov, M.Yu. Novyy interpol'yatsionnyy metod opredeleniya maksimal'nykh znacheniy progibov tonkikh uprugikh plastinok s proizvol'nym vypuklym konturom [Tekst] / M.Yu. Prokurov // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2016. – № 2. – S. 39 – 46.
16. Fetisova, M.A. Koeffitsient formy kak geometricheskaya kharakteristika [Tekst] / M.A. Fetisova, S.S. Volodin // Molodoy uchyonyy. – 2011. – № 5-1. – S. 105 – 107.
17. Polia, G. Izoperimetricheskie neravenstva v matematicheskoy fizike [Tekst] / G. Polia, G. Syoge. – Gosmatizdat, 1962. – 334 s.
18. Korobko, A.V. Programma opredeleniya znacheniya koeffitsienta formy ploskoy zamknutoy oblasti, ogranichennoy vypuklym konturom razlichnogo ochertaniya [Tekst] / A.V. Korobko, M.Yu. Prokurov // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2013. – № 4. – S. 28 – 37.

A. Korobko

Turgenev's state university, Orel

Doctor of technical science, professor of department «Theoretical and applied mechanics»

E-mail: oaante@ostu.ru

M. Prokurov

Bryansk state engineering and technological university, Bryansk

Candidate of technical sciences, associate professor of the department «Building constructions»

E-mail: m.prokuroff@mail.ru

УДК 624.072.33:624.046.2

СЕРПИК И.Н., КОМШИН Б.Е., БАЛАБИН П.Ю., ТОМЛЕЕВА С.В.

ОПТИМИЗАЦИЯ СТАЛЬНЫХ ПЛОСКИХ РАМ ПРИ ДОПУЩЕНИИ УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКОЙ РАБОТЫ МАТЕРИАЛА

В статье разработан алгоритм оптимизации плоских стальных рам второго и третьего класса напряженно-деформированного состояния, для которых строительные нормы допускают образование пластических деформаций. Учитывается физически нелинейная работа материала и влияние продольных сил на изгиб стержней. Ставится задача минимизации массы стержневой рамы при ограничениях по перемещениям и условию устойчивости. Варьируются размеры поперечных сечений ригелей и стоек на дискретных множествах допустимых значений. Оптимизация выполняется с использованием эволюционного моделирования. Работоспособность предлагаемого алгоритма проиллюстрирована на примере оптимизации двухэтажной четырехпролетной рамы.

Ключевые слова: стальные рамы, упруго-пластические деформации, оптимизация, эволюционное моделирование.

Согласно действующим нормам [1], для стальных стержневых конструкций второго класса напряженно-деформированного состояния допускается образование пластических деформаций в части поперечного сечения стержня, третьего класса – по всей площади сечения. Проектирование объектов данных классов, как правило, позволяет обеспечить существенную экономию материальных затрат по сравнению с выполнением требования по недопущению появления пластических деформаций в стержнях. При этом возрастает роль использования таких средств оптимального проектирования несущих систем, которые обеспечивают возможность поиска на варьируемых параметрах с учетом перераспределения внутренних силовых факторов в условиях нелинейного поведения конструкций.

Оптимизация стержневых систем может достаточно эффективно осуществляться в рамках эволюционных итерационных схем [2-12]. При эволюционной оптимизации рам с учетом пластической работы материала основное внимание уделялось использованию условий предельного равновесия [9-11]. В то же время проверка выполнения нормативных ограничений по перемещениям требует проведения анализа напряженно-деформированного состояния для принимаемых в качестве работоспособных вариантов конструкций. Алгоритм оптимизации стальных рам, предусматривающий решение задач деформационной теории пластичности методом переменных параметров упругости, рассмотрен в работе [12]. В настоящей работе предлагается усовершенствование этой итерационной схемы для эффективной реализации поиска в рамках рассматриваемой задачи. Главной особенностью разработанной вычислительной процедуры является отбраковка вариантов несущей системы по результатам оценки сходимости метода переменных параметров упругости, что снимает проблему получения решений при наличии существенных нелинейных эффектов.

Постановка задачи оптимизации плоской рамы

Считаем, что стержневая система изготовлена из пластичной стали и раскреплена из своей плоскости. Выполняем минимизацию массы M стержней:

$$M(H_1, H_2, \dots, H_m) \rightarrow \min, \quad (1)$$

где H_j – задаваемое проектировщиком с учетом конструктивных и технологических требований множество числовых векторов $\{h\}_{jl} (l = 1, \dots, L)$, каждый из которых включает одно из допустимых сочетаний варьируемых размеров поперечного сечения для j -й группы стержней ($j=1, \dots, m$):

$$\{h\}_{jl} = \{h_1 \quad h_2 \quad \dots \quad h_{k_j}\}_{jl}^T; \quad (2)$$

m – общее число групп; l_j – число допустимых сочетаний размеров j -й группы; $h_k (k=1, \dots, k_j)$ – размеры; k_j – число варьируемых параметров для этих стержней.

Расчеты напряженно-деформированного состояния вариантов конструкции выполняем в упруго-пластической постановке с помощью метода конечных элементов. Принимаем во внимание следующие ограничения.

А) Требование по перемещениям:

$$|\delta| \leq f, \quad (3)$$

где δ – узловое перемещение по вертикали или горизонтали; f – допустимое значение для рассматриваемого перемещения.

Б) Обеспечение общей устойчивости рамы с учетом ее закрепления из плоскости.

В) Условие устойчивости плоской формы изгиба стержней, местной устойчивости поясных листов и стенок.

Кроме того, для второго класса напряженно-деформированного состояния задаем условие по недопущению возникновения пластических деформаций по всей высоте сечения.

Схема расчета напряженно-деформированного состояния рамы

Полагаем, что каждый стержень рамы может подвергаться деформациям растяжения-сжатия и плоского изгиба, а главная центральная ось S_y (рис. 1) поперечного сечения стержня расположена в плоскости рамы. Принимаем справедливыми гипотезы плоских сечений и ненадавливаемости продольных волокон. Формируем конечный элемент в виде

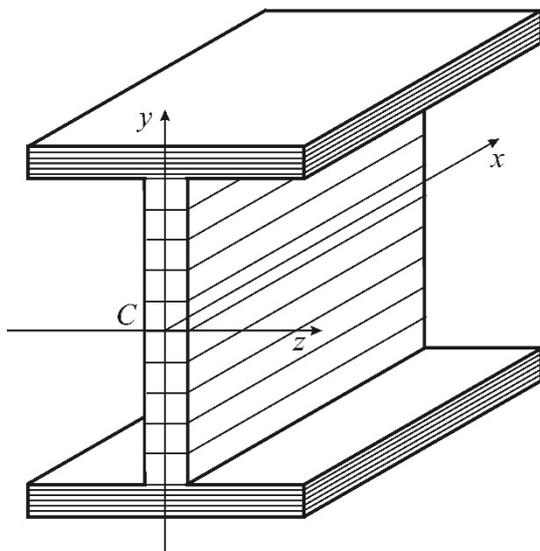


Рисунок 1 – Многослойный конечный элемент на примере двутаврового профиля

системы слоев в соответствии с представленной в работе [12] методикой, в которой относительные продольные деформации по толщине каждого слоя считаются постоянными, и матрица жесткости конечного элемента корректируется добавлением его геометрической матрицы. Учет геометрической матрицы обеспечивает контроль устойчивости несущей системы по выпучиванию системы стержней в плоскости рамы. Используем деформационную теорию пластичности и метод переменных параметров упругости. Для итерации $s+1$ ($s \geq 1$) метода переменных параметров упругости условный модуль упругости $E^{(s+1)}$ и условный коэффициент Пуассона $\mu^{(s+1)}$ [13] в поперечном сечении слоя в данном случае будут определяться таким образом:

$$E^{(s+1)} = \frac{\varphi^{(s)}}{1 + \alpha\varphi^{(s)}}; \mu^{(s+1)} = \frac{0,5 - \alpha\varphi^{(s)}}{1 + \alpha\varphi^{(s)}}, \quad (4)$$

где $\varphi^{(s)} = \sigma_i^{(s)} / \varepsilon_i^{(s)}$; $\sigma_i^{(s)}$ – интенсивность напряжений, получаемая с помощью нелинейной диаграммы растяжения материала по найденной в итерации s интенсивности деформаций $\varepsilon_i^{(s)}$, которая вычисляется с помощью зависимости

$$\varepsilon_i^{(s)} = \left| \frac{2\varepsilon^{(s)}}{3} (1 + \mu^{(s)}) \right|; \quad (5)$$

$$\alpha = \frac{1 - 2\mu}{3E}. \quad (6)$$

$\varepsilon^{(s)}$ – относительная продольная деформация, установленная по результатам выполнения этой итерации; E , μ – модуль упругости и коэффициент Пуассона материала.

При существенных нелинейных эффектах скорость сходимости метода переменных параметров упругости получается достаточно низкой, что может привести к значительной трудоемкости процесса оптимизации. В настоящей работе данная проблема решается с помощью следующего упрощенного подхода. Для расчета напряженно-деформированного состояния каждого варианта конструкции предусматривается использование только $s_0 = 10..20$ итераций. При этом вводится дополнительный контроль по параметру

$$\beta = \frac{U^{(s_0)}}{U^{(s_0-1)}}, \quad (7)$$

где $U^{(s_0)}$, $U^{(s_0-1)}$ – энергии деформации дискретизированного объекта, полученные в итерациях s_0 и $s_0 - 1$.

Расчеты показали, что для стальных рам второго и третьего класса напряженно-деформированного состояния, удовлетворяющих условиям жесткости и устойчивости, достаточно точное решение нелинейной задачи достигается уже за 8-10 итераций. В то же время получение $\beta \geq 1,001 \dots 1,005$ при $s_0 = 10..20$ указывает на неработоспособность варианта несущей системы с точки зрения нормативных требований. Поэтому ограничение А целесообразно дополнить условием $\beta \leq \beta_0$, где β_0 – задаваемая пользователем величина. Напряженно-деформированное состояние получаемого в оптимизации варианта конструкции может быть исследовано более подробно, в том числе с использованием промышленных пакетов конечно-элементного анализа.

Процесс оптимизации

Полагаем, что ограничения А, Б, условие $\beta \leq \beta_0$ и недопущение пластических деформаций по всей высоте сечения для второго класса напряженно-деформированного состояния являются активными и непосредственно учитываются в итерационной процедуре. Проверка ограничения В выполняется после реализации эволюционного алгоритма. Если требования по устойчивости, связанные с этим ограничением, не удовлетворяются, то целесообразно предусмотреть дополнительные местные усиления. Кроме того, в данном случае можно скорректировать условия поиска и повторить вычислительный процесс.

Формируем генетический алгоритм на основе подходов работ [14, 15]. Каждое дискретное множество допустимых сочетаний значений параметров выстраиваем от меньшего к большему по площади поперечного сечения. В эволюционной схеме принимаем во внимание множество Ω_1 из N проектов и вспомогательное множество Ω_2 элитных проектов, число которых зависит от результатов работы алгоритма, но не превышает N . Первоначально задаем проекты Ω_1 из одинаковых вариантов конструкции с наибольшими допустимыми значениями площадей поперечных сечений. Основные этапы вычислений приведены на рисунке 2, где j_0 – число шагов эволюционного алгоритма. В итерационном цикле по j осуществляется движение по поколениям генетического алгоритма с применением отбора по критерию значения целевой функции, выполнением мутации и кроссинговера. Итерационный цикл по n и цикл метода переменных параметров упругости по s

предусматривают оценку работоспособности N вариантов деформируемого объекта для рассматриваемого поколения.



Рисунок 2 – Общая блок-схема решения задачи

Следует отметить, что оптимальное проектирование с помощью данной итерационной схемы для строительных систем рассматриваемого типа показало, что использование или неиспользование ограничения, связанного с недопущением появления пластических деформаций по всей площади сечения, как правило, не влияет на результаты вычислительного процесса. Пренебрежение этим ограничением обычно приводит к проектированию конструкции, в которой не фиксируется появления таких условий для поперечных

сечений, и при наличии пластических деформаций ее можно отнести ко второму классу напряженно-деформированного состоянию.

Пример оптимизации рамы

Проиллюстрируем особенности применения предлагаемой методики на примере оптимизации двухэтажной четырехпролетной рамы (рис. 3,а) промышленного здания, изготовленной из сварных двутавров (рис. 3,б). Варьировались размеры поясов и стенок в поперечных сечениях двутавров. Материал стержней – сталь С235 с нормативным сопротивлением $R_{yn} = 235\text{МПа}$.

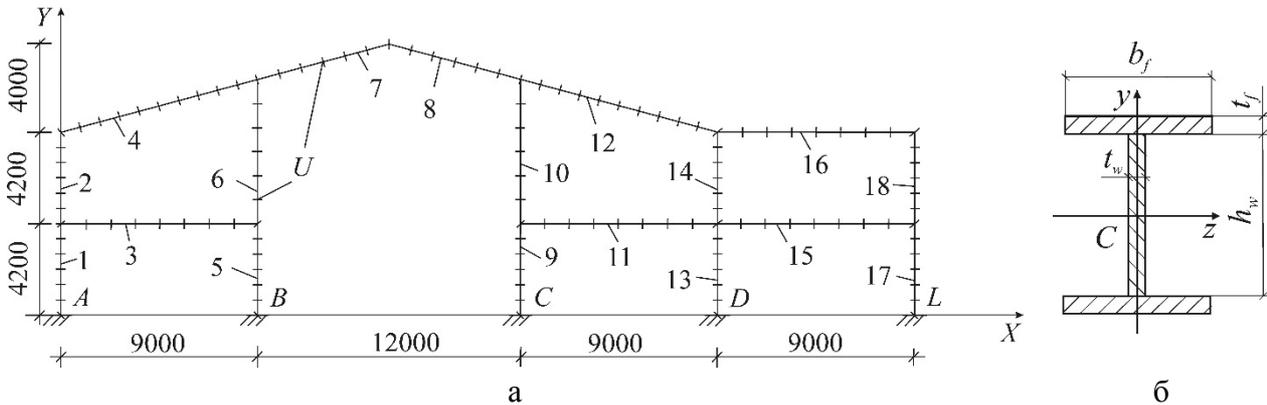


Рисунок 3 – Рама: а – структура стержневой системы с разбивкой на конечные элементы (1-18 – стержни, U-узлы конечно-элементной модели); б – поперечное сечение стержней

Допускалось появление пластических деформаций по всей высоте сечений стержней. Принималась трехлинейная диаграмма растяжения материала в соответствии с рисунком 4. Рама имеет жесткие опоры A, B, C, D, L . Учитывалось действие на конструкцию нагрузки от сил тяжести стержней рамы, корректируемых по результатам изменения варьируемых параметров, и следующих нагрузок, принимаемых не зависящими от этих размеров: постоянной нагрузки от сил тяжести ограждающих конструкций, длительной временной нагрузки от сил тяжести оборудования, кратковременных снеговых и ветровых нагрузок [16]. Рассматривалось четыре сочетания расчетных нагрузок, не изменяемых в процессе оптимизации (рис. 5). Допустимые вертикальные и горизонтальные перемещения задавались в соответствии с нормативами [1, 16]. При формировании многослойных моделей стержней для каждого из поясов профилей вводилось по шесть слоев, для стенок – по десять слоев. Принималось $s_o = 20 \beta = 1,005$.

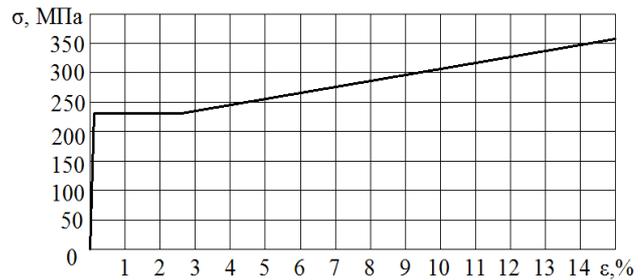


Рисунок 4 – Диаграмма растяжения материала

Для каждого из стержней осуществлялся независимый выбор параметров на двадцати вариантах сочетаний размеров поперечных сечений в соответствии с таблицей 1. Найденные при оптимальном синтезе размеры сечений (см. рис. 3,б) приведены в таблице 2. Ограничения В для данного варианта несущей системы удовлетворяются. На рисунке 5 толстыми линиями на стержнях показаны участки, в которых получены пластические деформации для результирующего варианта конструкции по соответствующим сочетаниям нагрузок. В стержнях этого объекта ни для одного из четырех сочетаний нагрузок не зафиксировано возникновения пластических деформаций по всему поперечному сечению.

Для первого сочетания нагрузок на рисунке 6 приведены эпюры нормальных напряжений, полученных в поперечных сечениях А-А, Б-Б, В-В и Г-Г, второго – в сечении Д-Д, третьего – в сечении Е-Е, четвертого – в сечении Ж-Ж (см. рис. 5). На рисунке 7 дан график изменения значения целевой функции в эволюционном процессе. К 378-й итерации масса стержней составила 4553 кг и далее до 601-й итерации не корректировалась.

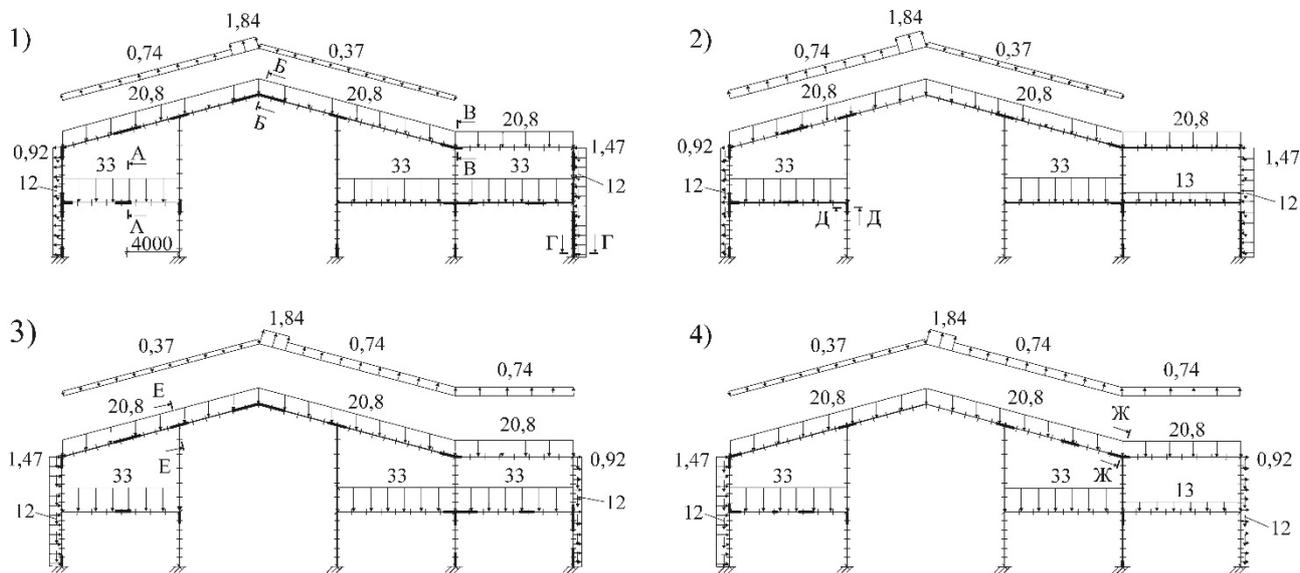


Рисунок 5 – Сочетания 1-4 нагрузок, не изменяемых при варьировании поперечных сечений стержней (кН/м)

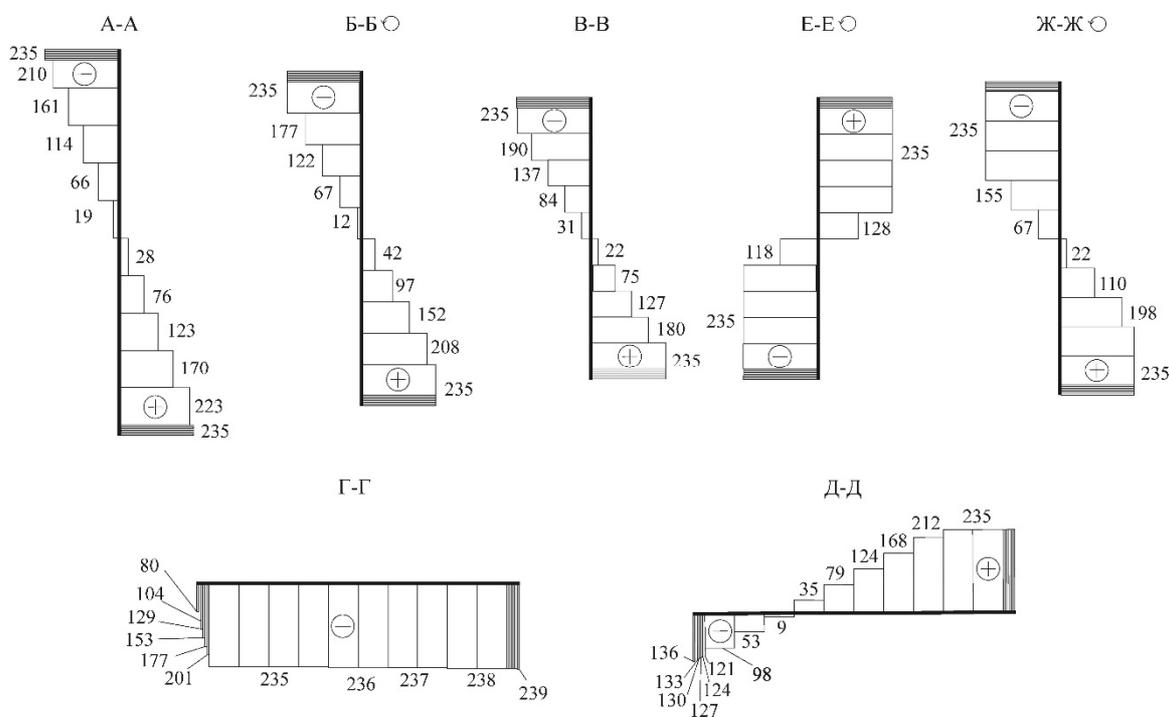


Рисунок 6 – Эпюры нормальных напряжений в поперечных сечениях стержней (МПа)

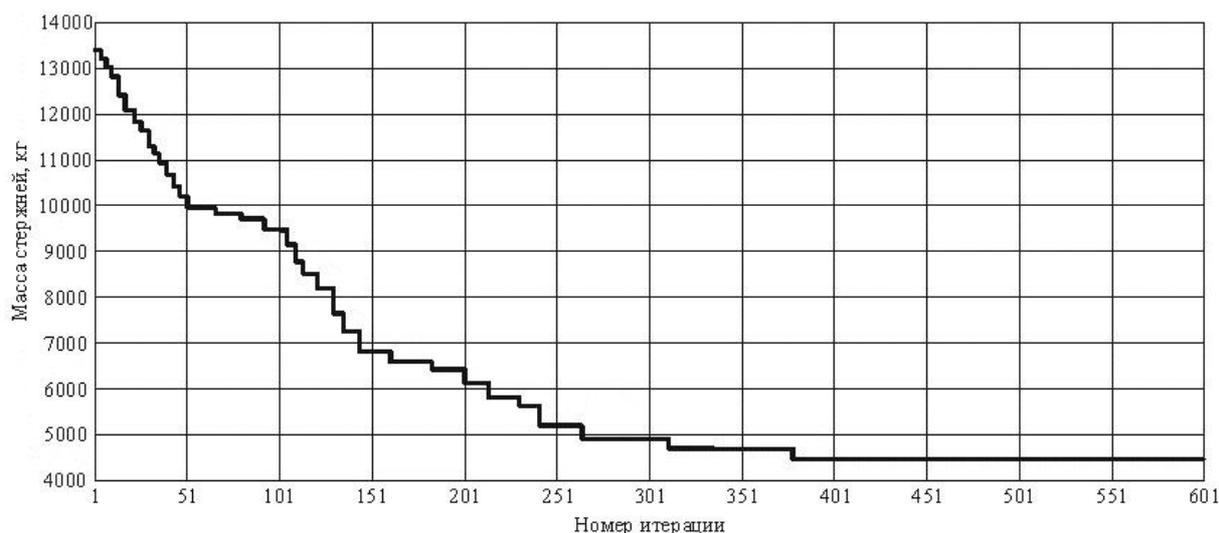


Рисунок 7 – Зависимость массы стержней от номера итерации

Таблица 1 – Допустимые сочетания размеров поперечных сечений

№ сочетания	b_f , см	t_f , см	h_w , см	t_w , см
1	12	1	25	0,8
2	14	1	28	0,8
3	15	1	30	0,8
4	16	1	35	0,8
5	18	1	38	0,8
6	18	1	40	0,8
7	18	1,2	40	1
8	18	1	42	1
9	18	1,2	42	1
10	18	1	45	1
11	20	1,2	45	1
12	20	1,2	48	1
13	20	1,4	48	1,2
14	20	1,4	50	1,2
15	20	1,4	52	1,2
16	20	1,4	55	1,2
17	22	1,4	55	1,2
18	24	1,4	58	1,2
19	24	1,6	60	1,2
20	24	1,6	65	1,2

Таблица 2 – Результат оптимизации рамы

№ стержня	b_f , см	t_f , см	h_w , см	t_w , см
1	18	1	38	0,8
2	12		25	
3	16		35	
4	12		25	
5	12		25	
6	12		25	
7	15		30	
8	15		30	
9	16		35	
10	12		25	
11	18		40	
12	14		28	
13	12		25	
14	12		25	
15	16		35	
16	12		25	
17	12		25	
18	12		25	

Заключение

Разработана методика эволюционной оптимизации стальных плоских рам с учетом возможности возникновения пластических деформаций. Поиск осуществляется на вариантах сочетаний размеров поперечных сечений стержней. Построена итерационная процедура оптимального проектирования объектов такого типа на основе генетической итерационной схемы. Решение нелинейной задачи анализа напряженно-деформированного состояния рамной конструкции выполняется методом переменных параметров упругости.

Достаточно высокая скорость сходимости данной эволюционной схемы проиллюстрирована на примере оптимизации четырехпролетной двухэтажной рамы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* [Текст]. – М.: Министерство регионального развития РФ, 2011. – 173 с.
2. Frans, R. Sizing, shape, and topology optimizations of roof trusses using hybrid genetic algorithms [Text] / R. Frans, Y. Arfiadi // Procedia Engineering. – 2014. – Vol. 95. – Pp. 185–195.
3. Rahami, H. A hybrid modified genetic-Nelder Mead simplex algorithm for large-scale truss optimization [Text] / H. Rahami, A. Kaveh, M. Aslani, R. Najan Asl // International Journal of Optimization in Civil Engineering. – 2011. – Vol. 1. – Pp. 29-46.
4. Мосин, А.М. Оптимальное проектирование упругодеформируемых стальных порталных рам с элементами переменной жесткости на основе генетического алгоритма [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.М. Мосин. – Екатеринбург, 2004. – 15 с.
5. Кирсанов, М.Н. Генетический алгоритм оптимизации стержневых систем [Текст] / М.Н. Кирсанов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2010. – № 2. – С. 60–63.
6. Saka, M.P. Mathematical and metaheuristic applications in design optimization of steel frame structures: An extensive review [Text] / Saka M.P., Geem Z.W. // Mathematical Problems in Engineering. – 2013. – Pp. 1-33.
7. Li, D. Improved genetic algorithm with two-level approximation for truss topology optimization [Text] / D. Li, S. Chen, H. Huang // Structural and Multidisciplinary Optimization. – 2014. Vol. 49, N. 5. – Pp. 795-814.
8. Yassami, M. Using fuzzy genetic, artificial bee colony (ABC) and simple genetic algorithm for the stiffness optimization of steel frames with semi-rigid connections [Text] / M. Yassami, P. Ashtari // KSCE Journal of Civil Engineering. – 2015. – Vol. 19, N. 5. – Pp. 1366-1374.
9. Серпик, И.Н. Эволюционный синтез металлических плоских рам в случае оценки несущей способности по методу предельного равновесия [Текст] / И.Н. Серпик, А.А. Лелетко, А.В. Алексейцев // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2007. – № 8. – С. 4-9.
10. Khanzadi, M. Optimal plastic design of frames using evolutionary structural optimization [Text] / M. Khanzadi, S.M. Tavakkoli // International Journal of Civil Engineering. – 2011. – Vol. 9, N. 3. – Pp. 165-170.
11. Ghasemi, M.R. Reliability-based optimization of steel frame structures using modified genetic algorithm [Text] / M.R. Ghasemi, M. Yousefi // Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing). – 2011. – Vol. 12, N. 4. – Pp. 449-475.
12. Серпик, И.Н. Снижение материалоемкости стальных рам без сокращения резерва несущей способности конструкций [Текст] / И.Н. Серпик, П.Ю. Балабин // Строительство и реконструкция. – 2015. – № 6. – С. 66-74.
13. Малинин, Н.Н. Прикладная теория пластичности и ползучести [Текст] / Н.Н. Малинин. – М.: Машиностроение, 1976. – 400 с.
14. Серпик, И.Н. Генетический алгоритм оптимизации плоских железобетонных рам [Текст] / И.Н. Серпик, И.В. Мироненко, М.И. Смашнева // Бетон и железобетон. – 2011. – №4. – С. 17-21.
15. Серпик, И.Н. Оптимизация железобетонных рам с учетом многовариантности нагружения [Текст] / И.Н. Серпик, И.В. Мироненко // Строительство и реконструкция. – 2012. – № 1. – С. 33-39.
16. СП 20.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*. Нагрузки и воздействия [Текст]. – М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 82 с.

Серпик Игорь Нафтольевич

Брянский государственный инженерно-технологический университет, г. Брянск
Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Механика»
E-mail: inserpik@gmail.com

Комшин Богдан Евгеньевич

Брянский государственный инженерно-технологический университет, г. Брянск
Магистрант
E-mail: bogdankomshin@ya.ru

Балабин Павел Юрьевич

Брянский государственный инженерно-технологический университет, г. Брянск
Аспирант
E-mail: pavelbalabin90@yandex.ru

Томлеева Светлана Владимировна

Брянский государственный инженерно-технологический университет, г. Брянск

Кандидат технических наук, доцент

E-mail: tomkuzsv@mail.ru

I. SERPIK, B. KOMSHIN, P. BALABIN, S. TOMLEEVA

OPTIMIZATION OF STEEL PLANE FRAMES WITH PERMISSION OF ELASTIC-PLASTIC STRAINS OF MATERIAL

The algorithm of optimization of plane steel frames of the second and third classes of stress-deformed state for which the regulatory requirements allow the occurrence of plastic deformations is developed. Nonlinear work of the material and the influence of longitudinal forces on bending of rods are taken into account. The goal is to minimize the mass of the frame rods with displacement and stability limitations. The sizes of cross-sections of girders and columns are varied on discrete sets of acceptable values. Optimization is performed using the evolutionary modeling. The efficiency of the proposed algorithm is illustrated by the example of optimizing a two-storey four-span frame.

Keywords: steel frames, elasto-plastic strains, optimization, evolutionary modeling.

BIBLIOGRAPHY

1. SP 16.13330.2011. Stal'nyye konstruksii. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIIP II-23-81* [Tekst]. – M.: Ministerstvo regional'nogo razvitiya RF, 2011. – 173 s.
2. Frans, R. Sizing, shape, and topology optimizations of roof trusses using hybrid genetic algorithms [Text] / R. Frans, Y. Arfiadi // Procedia Engineering. – 2014. – Vol. 95. – Pp. 185–195.
3. Rahami, H. A hybrid modified genetic-Nelder Mead simplex algorithm for large-scale truss optimization [Text] / H. Rahami, A. Kaveh, M. Aslani, R. Najan Asl // International Journal of Optimization in Civil Engineering. – 2011. – Vol. 1. – Pp. 29-46.
4. Mosin, A.M. Optimal'noye proyektirovaniye uprugodeformiruyemykh stal'nykh portal'nykh ram s elementami peremennoy zhestkosti na osnove geneticheskogo algoritma [Tekst]: avtoref. dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01 / A. M. Mosin. – Yekaterinburg, 2004. – 15 s.
5. Kirsanov, M.N. Geneticheskii algoritm optimizatsii sterzhnevnykh sistem [Tekst] / M.N. Kirsanov // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. – 2010. – № 2. – S. 60–63.
6. Saka, M.P. Mathematical and metaheuristic applications in design optimization of steel frame structures: An extensive review [Text] / Saka M.P., Geem Z.W. // Mathematical Problems in Engineering. – 2013. – Pp. 1-33.
7. Li, D. Improved genetic algorithm with two-level approximation for truss topology optimization [Text] / D. Li, S. Chen, H. Huang // Structural and Multidisciplinary Optimization. – 2014. Vol. 49, N. 5. – Pp. 795-814.
8. Yassami, M. Using fuzzy genetic, artificial bee colony (ABC) and simple genetic algorithm for the stiffness optimization of steel frames with semi-rigid connections [Text] / M. Yassami, P. Ashtari // KSCE Journal of Civil Engineering. – 2015. – Vol. 19, N. 5. – Pp. 1366-1374.
9. Serpik, I.N. Evolyutsionnyy sintez metallicheskiykh ploskiykh ram v sluchaye otsenki nesushchey sposobnosti po metodu predel'nogo ravnovesiya [Tekst] / I.N. Serpik, A.A. Leletko, A.V. Alekseytsev // Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitel'stvo. – 2007. – № 8. – S. 4-9.
10. Khanzadi, M. Optimal plastic design of frames using evolutionary structural optimization [Text] / M. Khanzadi, S.M. Tavakkoli // International Journal of Civil Engineering. – 2011. – Vol. 9, N. 3. – Pp. 165-170.
11. Ghasemi, M.R. Reliability-based optimization of steel frame structures using modified genetic algorithm [Text] / M.R. Ghasemi, M. Yousefi // Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing). – 2011. – Vol. 12, N. 4 – Pp. 449-475.
12. Serpik, I.N. Snizheniye materialoyemkosti stal'nykh ram bez sokrashcheniya rezerva nesushchey sposobnosti konstruksiy [Tekst] / I.N. Serpik, P.J. Balabin // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya – 2015. – № 6. – S. 66-74.
13. Malinin, N.N. Prikladnaya teoriya plastichnosti i polzuchesti [Tekst] / N. N. Malinin. – M.: Mashinostroyeniye, 1976. – 400 s.

14. Serpik, I.N. Geneticheskiy algoritm optimizatsii ploskikh zhelezobetonnykh ram [Tekst] / I.N. Serpik, I.V. Mironenko, M.I. Smashneva // Beton i zhelezobeton. – 2011. – №4. – S. 17-21.
15. Serpik, I.N. Optimizatsiya zhelezobetonnykh ram s uchetom mnogovariantnosti nagruzheniya [Tekst] / I.N. Serpik, I.V. Mironenko // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2012. – № 1. – S. 33-39.
16. SP 20.13330.2011. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp 2.01.07–85*. Nagruzki i vozdeystviya [Tekst]. – M.: OAO «TSPP», 2011. – 82 s.

I. Serpik

Bryansk State Engineering Technological University, Bryansk
Doctor of Engineering, prof., Head of the Department “Mechanics”
E-mail: inserpik@gmail.com

B. Komshin

Bryansk State Engineering Technological University, Bryansk
Master student
E-mail: bogdankomshin@yandex.ru

P. Balabin

Bryansk State Engineering Technological University, Bryansk
Postgraduate student
E-mail: pavelbalabin90@yandex.ru

S. Tomleeva

Bryansk State Engineering Technological University, Bryansk
Candidate of technical sciences, associate professor
E-mail: tomkuzsv@mail.ru

УДК 624.072.2.011.1

ТУРКОВ А.В., МАКАРОВ А.А.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СИСТЕМ ПЕРЕКРЕСТНЫХ БАЛОК ИЗ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА КВАДРАТНОМ ПЛАНЕ С РАЗМЕРОМ ЯЧЕЕК 0,4x0,4 М НА ДИНАМИЧЕСКИЕ И СТАТИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ПОДАТЛИВОСТИ СВЯЗЕЙ

Рассматривается экспериментальное исследование системы перекрёстных балок (СПБ) на квадратном плане с размером ячеек 0,4x0,4 м при изменении жесткости крепления элементов без включения в работу элементов покрытия. В ходе эксперимента проводятся статистические и динамические испытания, в результате которых, находятся максимальный прогиб и частота собственных колебаний. Произведено сопоставление теоретических и экспериментальных данных. На основании исследования можно сделать вывод о достаточно хорошей сходимости результатов численных и экспериментальных значений прогибов и частот собственных колебаний, а также соответствие экспериментальных значений коэффициента K аналитическим значениям, выведенным В.И. Коробко для изотропных пластин, и о его применимости для СПБ.

Ключевые слова: система перекрестных балок, испытательный стенд, динамические испытания, статические испытания, модуль упругости, частота собственных колебаний, максимальный прогиб, податливость узловых соединений.

Статические и динамические испытания системы перекрестных балок проводились на специальном стенде. Стенд представляет собой пространственную конструкцию, состоящую из вертикальных опор, сложенных из кирпича и установленных по углам конструкции. По кирпичным опорам сверху уложены железобетонные балки сечением 120x130(h) мм, на которые СПБ в контурных узлах опирается через стальные цилиндрические стержни (рисунки 1...3).

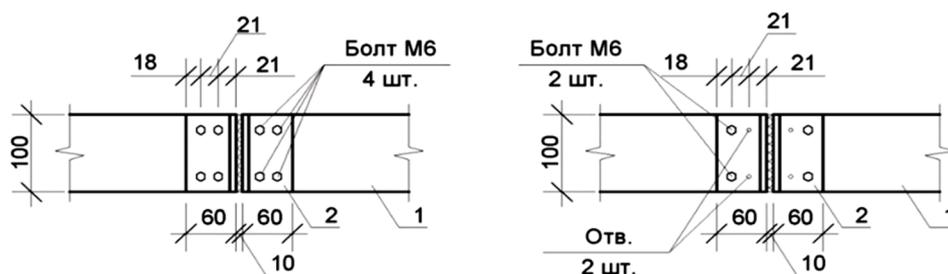


Рисунок 1 – Конструкция СПБ



Рисунок 2 – Узел крепления элементов СПБ

Сама система перекрёстных балок выполнена из деревянных элементов цельного сечения 10x100(h) длиной 390 мм, которые в узлах соединяются при помощи стальных гнутых уголков из листа толщиной 1 мм на болтах М6. Система перекрёстных балок имеет в плане размер 2400×2400 мм, размер ячейки 400×400 мм.



а) крепление элементов СПБ в узле 4 болтами

б) крепление элементов СПБ в узле 2 болтами

Рисунок 3 – Узел крепления элементов между собой

(1 – элемент СПБ; 2 – уголки, соединяющие между собой элементы СПБ)

А) Определение фактической податливости узловых соединений

Для экспериментального определения фактической податливости узловых соединений в программном комплексе SCAD рассчитана экспериментальная конструкция. Элементы СПБ моделировались стержнями со вставками на концах [3], которые моделировали податливость узловых соединений. Таким образом, при $EI_{вс}/EI_{эл} = 0$ (в практических расчётах принято соотношение 0,0001) получали шарнирное сопряжение элементов СПБ в узлах, а при $EI_{вс}/EI_{эл} = 1$ податливость в узлах отсутствовала. По результатам расчёта определялся максимальный прогиб и основная частота поперечных колебаний конструкции. По полученным численным методом данным построен график изменения максимальных прогибов и частот колебаний в зависимости от соотношения изгибной жесткости вставки к жесткости элемента $EI_{вс}/EI_{эл}$ (рисунок 4).

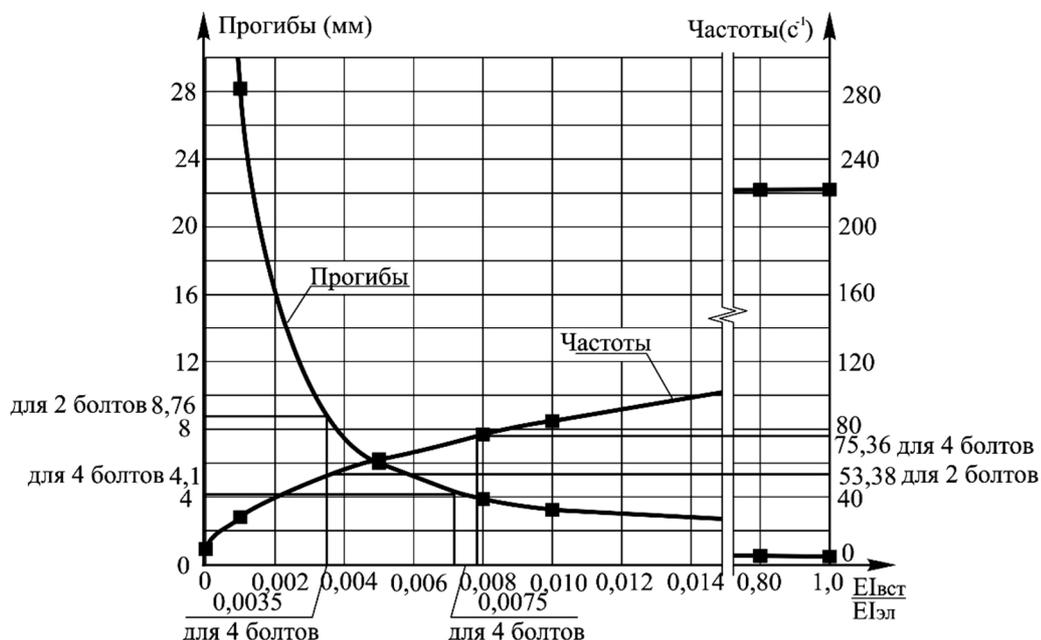


Рисунок 4 – Изменение частот собственных колебаний и прогибов СПБ в зависимости от соотношения жесткости вставки к жесткости элемента.

По графику были определены фактическая податливость узлов при креплении элементов четырьмя и двумя нагелями. Фактическая податливость узловых соединений составила $EI_{вс}/EI_{эл} = 0,0075$ при креплении узла 4 болтами и $EI_{вс}/EI_{эл} = 0,0035$ при креплении узла 2 болтами (рисунок 4).

Б) Статистические испытания

Для определения прогиба СПБ загружалась сосредоточенной нагрузкой в узлы системы кроме опорных (рисунок 5). Для моделирования нагрузки использовались запаянные полиэтиленовые пакеты с песком, вес каждого из которых составлял $10 \pm 0,05$ Н. Загружение осуществлялось в две ступени, вес каждой ступени составлял 250Н; таким образом вес каждой ступени составил $43,403 \text{ Н/м}^2$. Для определения прогиба в центральном узле конструкции на штативе устанавливался индикатор часового типа ИЧ-25 с ценой деления 0,01 мм.

Податливость узловых соединений моделировалась количеством болтов в каждом узле. На 1-ом этапе в узлах было установлено по 4 болта на каждый элемент балки, примыкающий к узлу. На 2-ом этапе податливость узловых соединений увеличивалась посредством выкручивания 50% болтов из каждого узла схемы (рисунок 3).

После снятия показания по индикатору от максимальной нагрузки, которая составляла $86,806 \text{ Н/м}^2$, СПБ разгружалась, и после пятнадцати минут «отдыха» загружалась вновь. Для каждого типа СПБ испытания проводились не менее трёх раз до получения стабильных значений экспериментальных прогибов.



Рисунок 5- Загружение СПБ сосредоточенной нагрузкой в центральных узлах

Таблица 1 – Результаты экспериментальных исследований максимального прогиба (мм) при различной жесткости крепления элементов

	Нагрузка, (Н/м ²)	Количество болтов в узле 4			Средний прогиб по трём загрузениям	Количество болтов в узле 2			Средний прогиб по трём загрузениям
		Показания ИЧ-25 при соответствующем статическом загрузении				Показания ИЧ-25 при соответствующем статическом загрузении			
		1	2	3		1	2	3	
Максимальный прогиб (мм)	0,0	2212	2324	2332	0	7504	7611	7635	0
	43,403	2422	2513	2524	1,97	8070	8101	8109	5,10
	86,806	2645	2722	2731	4,1	8411	8478	8489	8,76

В) Динамические испытания

После проведения каждого этапа статических испытаний опытная конструкция разгружалась и «отдыхала» в течение 15...20 минут, после чего проводились динамические испытания СПБ. В ходе проведения динамических испытаний определялись основные круговые частоты собственных поперечных колебаний системы перекрестных балок в зависимости от податливости узловых соединений. Измерения основных частот колебаний выполнялись при помощи виброанализатора «ВИБРАН – 2.0». Датчик закреплялся снизу в центральном узле СПБ; колебания возбуждались путём удара сверху резиновой киянкой по центральному узлу конструкции.

Характерные виброграммы, полученные в ходе эксперимента, представлены на рисунке 6. Результаты измерения частот колебаний представлены в таблице 2.

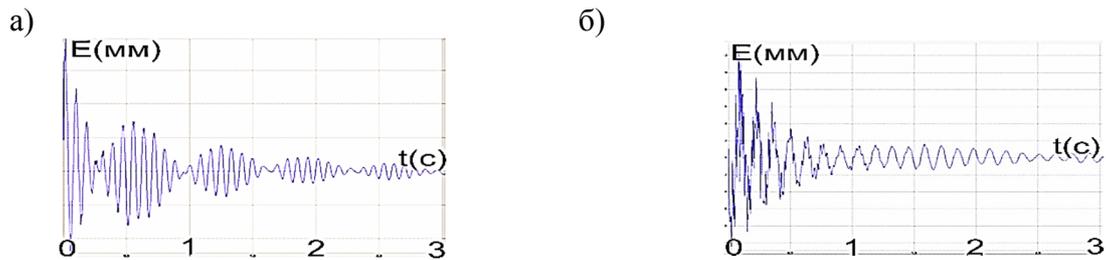


Рисунок 6 – Характерные виброграммы собственных колебаний СПБ в зависимости от жесткости крепления элементов: а) 4 болта в узле, б) 2болта в узле

Значения собственных частот колебаний f определялись из виброграмм колебаний за интервал времени в 1...3 с, исключая переходной процесс стабилизации колебаний; круговая частота определялась по формуле: $\omega = 2 \cdot \pi \cdot f$.

Для каждого типа системы перекрестных балок динамические испытания проводились также не менее трёх раз до получения стабильных значений экспериментальных частот колебаний.

Таблица 2 – Экспериментальные частоты собственных колебаний (c^{-1}) СПБ при различной жесткости крепления элементов

Количество болтов в узле 4		Количество болтов в узле 2	
Частота, f	Круговая частота, ω	Частота, f	Круговая частота, ω
12,00	75,36	8,50	53,38

Г) Сопоставление экспериментальных и теоретических данных

Полученные результаты экспериментальных и численных исследований представлены в таблице 3. Критерием точности является коэффициент K , связывающий частоту собственных поперечных колебаний СПБ ω и максимальный прогиб W_0 при действии равномерно распределенной нагрузки q в формуле В.И. Коробко:

$$W_0 \cdot \omega^2 = K \frac{q}{m}, \tag{1}$$

где m – распределенная масса СПБ ($кг/м^2$).

Для квадратных пластин с шарнирно опертым контуром коэффициент составляет $K = 1,582$.

Таблица 3 – Сопоставление экспериментальных и теоретических данных для СПБ при различной жесткости крепления элементов

	Максимальный прогиб W_0 (мм)		Откл. экп. от числ. (%)	Круговая частота, ω (c^{-1})		Откл. экп. от числ. (%)	К по (1)		К _{аналит}	Отклонение К от К _{аналит} (%)	
	Эксперимент	Численно		Эксперимент	Численно		Эксперимент	Численно		Эксперимент	Численно
Количество болтов в узле 4	4,10	4,14	0,97	75,36	74,69	0,89	1,581	1,569	1,582	0,03	0,84
Количество болтов в узле 2	8,76	8,37	4,45	53,38	52,54	1,57	1,695	1,568		7,17	0,85

Для коэффициента K разница между теоретическими и экспериментальными данными достигает 7,49%. Необходимо отметить, что формула (1) выведена для изотропных пластин, непрерывно опертых по контуру, и это обстоятельство приводит к отклонениям при экспериментальном определении коэффициента K .

Заключение. На основании исследования можно сделать вывод о достаточно хорошей сходимости результатов численных и экспериментальных значений прогибов и частот собственных колебаний, а также соответствие экспериментальных значений коэффициента K аналитическим значениям, выведенным В.И. Коробко для изотропных пластин, и о его применимости для СПБ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Нефедов В. И. Метрология и радиоизмерение [Текст] / В.И. Нефедов, А.С. Сигов, В.К. Битюков, В.И. Хахин - М.: Высшая школа, 2006. - 518 с
2. Коробко, В.И. Об одной "замечательной" закономерности в теории упругих пластинок [Текст] / В. И. Коробко. // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1989. – № 11. – С. 32-36.
3. Турков, А.В. Прогибы и частоты собственных колебаний систем перекрестных балок на квадратном плане с учетом податливости узловых соединений [Текст]/А.В. Турков, А.А. Макаров //Строительство и реконструкция. – 2013.– №1. – С. 33-36.
4. Байда Э.Н. Об одном методе расчёта регулярных ортогональных перекрёстных систем [Текст]/ Э.Н. Байда, Б.В. Лабудин. В кн. Конструкции из клееной древесины и пластмасс. – Л.: ЛИСИ, 1976.
5. Гурари Л.М. К вопросу о проектировании покрытий перекрёстных ферм и балок [Текст]/ Л.М. Гурари. – Строительная механика и расчёт сооружений. – №2. – 1960.
6. Коробко В.И. Поперечные колебания и прогибы однопролетных балок, подкреплённых в пролете упругими опорами [Текст]/В.И. Коробко, А.В. Турков Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – №1 (апрель). – 2007. – С. 53-55
7. Лабудин Б.В. Влияние некоторых факторов на материалоемкость перекрёстно-балочных конструкций из клееной деревянных элементов [Текст]/ Б.В. Лабудин// Исследование конструкций из клееной древесины и пластмасс.– Л., ЛИСИ, 1977.
8. Лабудин Б.В. Пространственные перекрёстно-балочные покрытия из клееных деревянных элементов [Текст]/Б.В. Лабудин, Е.И. Светозарова// Исследование конструкций из клееной древесины и пластмасс.– №1. – Л., ЛИСИ, 1977.
9. Лабудин Б.В. Экспериментальные исследования перекрёстно-балочной конструкции из клееных деревянных элементов [Текст]/Б.В. Лабудин, Е.И. Светозарова// Исследование конструкций из клееной древесины и пластмасс.– №2.–Л., ЛИСИ, 1978.
10. Турков А.В. Исследование прогибов и частот собственных колебаний составных круглых трансформных пластин [Текст]/А.В. Турков, К.В. Марфин –Известия высших учебных заведений. Лесной журнал [Текст]. – №4. – 2013. – С. 66-71

Турков Андрей Викторович

ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева», г. Орел.

Доктор технических наук, заведующий кафедрой «Городское строительство и хозяйство».

E-mail: aturkov@bk.ru

Макаров Артем Алексеевич

ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева», г. Орел.

аспирант

E-mail: mak_ar@inbox.ru

PILOT STUDIES OF SYSTEMS OF CROSS BEAMS FROM WOODEN ELEMENTS ON THE SQUARE PLAN WITH A SIZE OF CELLS OF 0,4x0,4 M FOR DYNAMIC AND STATIC LOADINGS AT CHANGE OF THE PLIABILITY OF COMMUNICATIONS

The pilot study of the system of cross beams on the square plan with a size of cells of 0,4x0,4 m in case of change of rigidity of fixing of elements without switching on in operation of elements of a covering is considered. During the experiment statistical and dynamic tests in which result, there are the maximum sag and frequency of natural oscillations are carried out. Comparison of theoretical and experimental data is made. We can conclude a good convergence of the numerical results and experimental values of the deflections and frequencies of natural vibrations of it. And experimental values correspond to the analytical values, which were derived by V. I. Korobko for isotropic plates.

Keywords: system of cross beams, test bench, dynamic tests, static tests, elastic modulus, frequency of natural oscillations, maximum sag, pliability of nodal connections.

BIBLIOGRAPHY

1. Nefedov V. I. Metrologija i radioizmerenie [Tekst]/ V.I. Nefedov, A.S. Sigov, V.K. Bitjukov, V.I. Hahin - M.: Vysshaja shkola, 2006. - 518 s
2. Korobko, V.I. Ob odnoj "zamechatel'noj" zakonomernosti v teorii uprugih plasti-nok [Tekst] / V. I. Korobko. // Izv. vuzov. Stroitel'stvo i arhitektura. – 1989. – № 11. – S. 32-36.
3. Turkov, A.V. Progiby i chastoty sobstvennyh kolebanij sistem perekrestnyh ba-lok na kvadratnom plane s uchetom podatlivosti uzlovyh soedinenij [Tekst]/A.V. Turkov, A.A. Makarov //Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – 2013.– №1. – S. 33-36.
4. Bayda E.N. Ob odnom metode raschjota reguljarnyh ortogonal'nyh perekrestnyh sistem / E.N. Bayda, B.V. Labudin. Proc. Construction of laminated wood and plastics. - L.: LISI 1976.
5. Gurari L.M. K voprosu o proektirovanii pokrytij perekrestnyh ferm i balok / L.M. Gurari. - Building mechanics and calculation of constructions. - №2. - 1960.
6. Korobko V.I. Poperechnye kolebanija i progiby odnoproletnyh balok, podkreplennyh v prolete uprugimi oporami /V.I. Korobko A.V. Turkov- Structural Mechanics of engineering structures and buildings. - №1 (April). - 2007. - pp. 53-55
7. Labudin B.V. Vlijanie nekotoryh faktorov na materialojomkost' perekrestno-balochnyh konstrukcij iz kleenoy derevjannyh jelementov / B.V. Labudin // Study designs of laminated wood and plastmass.- L., LISI 1977.
8. Labudin B.V. Prostranstvennye perekrestno-balochnye pokrytija iz kleenych derevjannyh jelementov /B.V. Labudin, E.I. Svetozarova // Study designs of laminated wood and plastmass.- №1. -A., LISI 1977.
9. Labudin B.V. Jeksperimental'nye issledovanija perekrestno-balochnoj konstrukcii iz kleenych derevjannyh jelementov/B.V. Labudin, E.I. Svetozarova // Study designs of laminated wood and plastmass.- №2.-L., LISI 1978.
10. Turkov A.V. Issledovanie progibov i chastot sobstvennyh kolebanij sostavnyh kruglyh transtropnyh plastin /A.V. Turkov, K.V. Marfin -Izvestiya universities. Forest magazine. - №4. - 2013. - pp. 66-71

A. Turkov

I.S. Turgenev Orel State University, Orel.

Doctor of Technical Sciences, Head of the "Urban Construction and Management".

E-mail: aturkov@bk.ru

A. Makarov

State University - teaching, research and production complex ("SU-TRPC"), Orel.

Graduate student

E-mail: mak_ar@inbox.ru

УДК 624.01

КАШЕВАРОВА Г.Г., ТОНКОВ Ю.Л.

АВТОМАТИЗИРОВАННЫЙ ПОИСК ЧЕТКОГО ЗНАЧЕНИЯ КАТЕГОРИИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗАДАЧАХ ЭКСПЕРТНОГО ЗАКЛЮЧЕНИЯ

Процесс обследования строительного объекта и назначение категории технического состояния конструкций, зданий и сооружений содержит в себе нечеткие условия и некоторую нечеткость цели в связи с тем, что их постановку осуществляет человек. Сложная структура конструкций, многофакторность, неполная, иногда недостоверная и противоречивая информация, полученная из результатов инженерного обследования, весьма короткая шкала действующих правил обследования и мониторинга технического состояния, включающая всего 4 категории, а также размытость границ между ними, увеличивает нежелательную «субъективность» эксперта.

Автоматизированный поиск экспертного решения с определением четкого значения категории технического состояния может оказать помощь в задачах принятия экспертного заключения о техническом состоянии строительных конструкций, как начинающим, так и опытным экспертам. Концепция построения экспертных систем для оценки технического состояния строительных объектов предполагает применение теории нечетких множеств и ее приложений. Вычисление четкого значения категории технического состояния предусматривает использование модели нечеткого логического вывода Мамдани. Результаты исследований использованы в разработке прототипа экспертной системы для оценки технического состояния железобетонных изгибаемых элементов.

Ключевые слова: автоматизированный поиск, категория, техническое состояние, строительная конструкция, экспертная система.

Введение

Оценка и назначение категории технического состояния [1] (нормативное, работоспособное, ограниченно работоспособное или аварийное) по результатам обследования строительных конструкций зданий или сооружений необходимы для оперативного и своевременного принятия решения о возможности и целесообразности их дальнейшей эксплуатации.

Экспертное заключение о техническом состоянии строительных конструкций требует глубоких знаний в области строительства, и в большой степени зависит от опыта эксперта [2]. «Переход» конструкции или строительного объекта из одного технического состояния в другое происходит не «скачкообразно», а через несколько промежуточных состояний, границы между которыми трудно распознаваемы. Сложная структура конструкций, многофакторность, неполная, иногда недостоверная и противоречивая информация, полученная из результатов инженерного обследования, весьма короткая шкала, включающая всего 4 категории, а также размытость границ между ними, увеличивает нежелательную «субъективность» в оценке эксперта, и как следствие, искажает выработку необходимых мероприятий, направленных на обеспечение безопасности конструкции и объекта в целом.

Некоторые эксперты утверждают, что «субъективность» в назначении категории технического состояния строительных конструкций может быть снижена за счет использования более длинной шкалы. Есть предложения об использовании пяти [3], шести, семи (и т.д.) категорий технических состояний. Есть также мнения, что при проведении диагностики, и этого количества категорий будет недостаточно.

Разработанная концепция построения экспертной системы ориентирована на возможность автоматизированного вычисления четкого значения категории технического состояния, как варианта решения проблемы «длины шкалы». Современные требования к качеству и

эффективности принимаемых решений, а также наличие технических возможностей, способствуют внедрению новых методов и техники оценки и диагностики технического состояния конструкций и элементов эксплуатируемых зданий и сооружений.

Экспертные системы (ЭС) представляют собой компьютерные программы, использующие принципы искусственного интеллекта. Стоит отметить, что этим ныне популярным термином неоправданно называют ряд программных продуктов, не имеющих к нему отношение. Среди отличительных особенностей настоящих экспертных систем, является то, что они могут оперировать с базой слабо формализуемых знаний о проблемной области, позволяют принимать решения на основе неполной, нечеткой и противоречивой информации. Несмотря на отсутствие общепринятой классификации экспертных систем, чаще всего их подразделяют по предметным областям, назначению, динамичности, сложности и методам представления знаний [4].

Механизм вывода

Реальный процесс обследования строительного объекта содержит в себе нечеткие условия и некоторую нечеткость цели в связи с тем, что их постановку осуществляет человек. Поэтому построение моделей, использующих рассуждение человека, а именно, возможность принимать решения в условиях неполной информации, и применение их в экспертных системах, является одной из важнейших научно-технических задач. Построение ЭС для задач диагностики, т.е. для процессов поиска неисправности в системе, основанной на интерпретации данных, возможно зашумленных [13], в последнее время все чаще осуществляют при помощи теории нечетких множеств и ее приложений [5–8].

Механизм нечеткого вывода (модель нечеткого логического вывода) с целью получения четкого результата в ЭС включает следующие стандартные этапы:

- 1) ввод результатов обследования технического состояния исследуемого строительного объекта (вектор входных данных – X);
- 2) введение нечеткости (переход к нечеткому формату \bar{X} – фаззификация);
- 3) нечеткий вывод \bar{Y} ;
- 4) композицию и приведение к четкости Y (дефаззификацию) (рис. 1) [8, 9].

Сложность решения задачи с использованием нечеткой логики определяется, прежде всего, трудностью выбора входных и выходных переменных и особенностью обработки информации качественного характера.

Нечеткая база знаний

Основа функционирования механизма вывода – нечеткая база знаний. База знаний содержит две компоненты: *декларативную* и *процедурную*.

Декларативная составляющая представлена системой фреймов, содержит знания о подсистемах различного уровня (подфреймах) и предусматривает интеграцию этапов достижения цели в виде многоуровневой иерархической структуры [10], упорядочивающей знания по этапам и координирующей результаты решений и связей на всех уровнях.

Формально-логическая структурированная иерархическая модель декларативных знаний позволяет: осуществлять переработку большого объема информации, увеличивать число контролируемых параметров при дальнейшей модернизации системы, устанавливать связь между изменением значений контролируемых параметров и интересующими промежуточными результатами контроля состояния объекта обследования.

Процедурная компонента базы знаний использует продукционную модель представления знаний [11, 12], т.е. комплекс правил (утверждений), используемых для обработки декларативных знаний, что обеспечивает диалог между вершинами иерархической структуры и формирование сообщений о состояниях в той или иной подсистеме. Используются правила вида «Если <предпосылка>, то <заключение>».

Опыт создания ЭС, показал, что их эффективность зависит от уровня профессиональности заполнения базы знаний. Основными источниками информации для формирования базы знаний и баз данных о техническом состоянии являются обширная база исследований по

оценке технического состояния строительных конструкций и сооружений, вопросы, рассмотренные как отдельными авторами [13-21 и др.], так и научно-исследовательскими коллективами [22-24 и др.], нормативно-техническая документация, а также эвристические знания разработчиков системы. Особенность знаний из области инженерного обследования строительных объектов, в первую очередь, заключается в (большинстве случаев) неготовности в компьютерном применении. Часто, сведения о технических состояниях отражают неполноту информации о природе изучаемого объекта. Как правило, информация строится на усредненных или типичных ситуациях, которые происходили в практической деятельности авторов специальных пособий, знания специализированы. Для успешного моделирования рассуждений используется метод онтологического анализа данных [25, 26], с помощью которого исследуются и устанавливаются системные связи между знаниями в проблемных предметных областях, создается обобщенный классификатор признаков технических состояний конструкций.

В ходе многочисленных экспериментов по структурированию знаний о техническом состоянии различных типов строительных конструкций, из разных видов материалов, сформирована и предлагается базовая формально-логическая основа структуры фреймовой модели декларативных знаний для оценки технического состояния конструкций (рис. 2):

1-й уровень – цель, техническое состояние всей конструкции как диагностируемой сложной системы;

2-й уровень – техническое состояние элементов, составляющих сложную систему;

3-й уровень – группы информативных признаков технического состояния по каждому элементу конструкции: оценки результатов обследования и, отдельно, соответствия конструктивным, эксплуатационным и др. требованиям современных норм;

4-й уровень – группы информативных признаков фактического технического состояния конструкций (по результатам обследования). Это оценки технического состояния конструкции с учетом выявленных аномалий в напряженном состоянии (визуально-инструментальная и расчетная оценки), аномалии материалов.

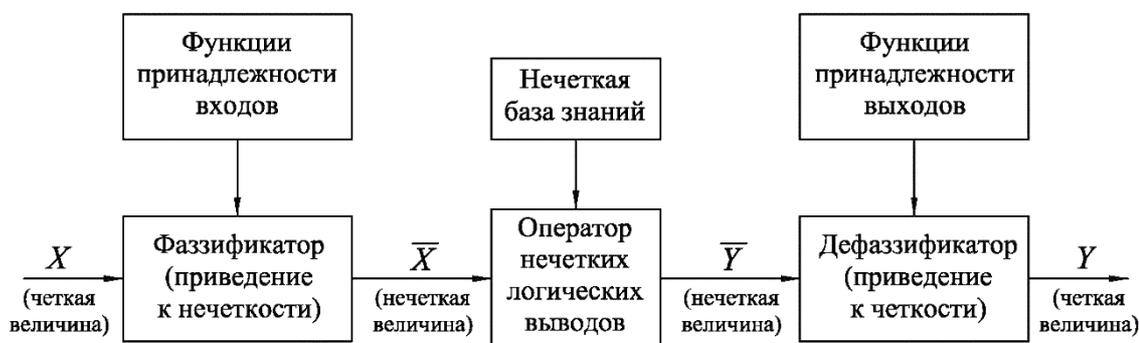


Рисунок 1 – Обобщенная схема модели нечеткого логического вывода

Суть технологии разработки иерархической структуры поясним на примере так называемого прототипа ЭС – модуля оценки технического состояния и определения категории обследуемых железобетонных изгибаемых конструкций (1-й уровень). Элементами второго уровня являются следующие подсистемы: «техническое состояние нормальных сечений» (y_{ns}), «техническое состояние наклонных сечений» (y_{os}), «техническое состояние по контролю жесткости» (y_{df}), «техническое состояние опор» (y_{sup}), «техническое состояние закладных и соединительных элементов» (y_{com}), рис. 3.

Иерархическая структура декларативных знаний рассматриваемого прототипа ЭС состоит из 7 уровней, рис. 4, 5. Она имеет большое количество входов (входных контролируемых параметров – так называемые терминальные вершины структуры [10], синие элементы) и выходов (нетерминальные вершины, красные элементы). В центре структуры находится

элемент первого уровня – *цель* (техническое состояние всей конструкции). Правила в нечеткой базе разрабатываются в связке оператора нечеткого логического вывода с фаззификатором, дефаззификатором и с самой базой знаний. Для этого входы $x_i, i=1:n$ и выходы модели y представляются лингвистическими переменными [8, 9], заданными на соответствующих универсальных множествах $X_i = [\underline{x}_i, \overline{x}_i], Y = [\underline{y}, \overline{y}]$.

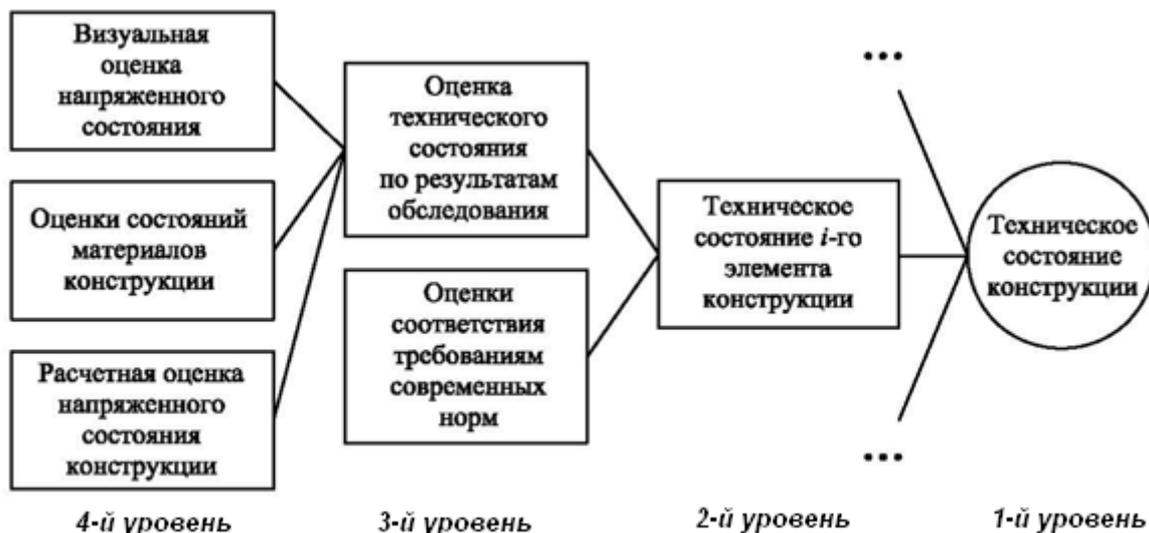


Рисунок 2 – Формально-логическая основа структуры фреймовой модели декларативных знаний о техническом состоянии строительных конструкций

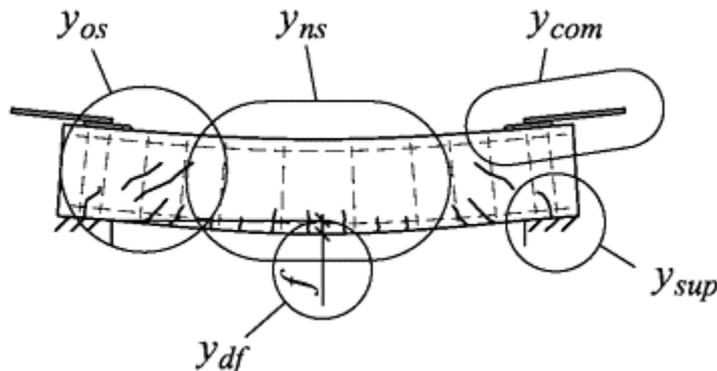


Рисунок 3 – Элементы второго уровня структуры декларативных знаний о техническом состоянии железобетонных изгибаемых конструкций

Терм-множества, т. е. совокупности лингвистических значений (высказываний) представляются в виде:

– для входной переменной x_i

$$T = \{t_i^1, \dots, t_i^{d_i}\}; \tag{1}$$

– для выходной переменной y

$$C = \{c_1, c_2, c_3, c_4\}, \tag{2}$$

где \underline{x}_i и \overline{x}_i – минимальное и максимальное значения входной переменной; $t_i^{d_i}$ – d -й лингвистический терм переменной x_i ; c_1, c_2, c_3, c_4 – термы выходной переменной y , соответствующие категориям технических состояний: c_1 – нормативное техническое состояние, c_2 – работоспособное техническое состояние, c_3 – ограниченно работоспособное техническое состояние, c_4 – аварийное техническое состояние, в соответствии с ГОСТ [1]. Каждый лингвистический терм представляется функцией принадлежности в виде нечеткого множества [27, 28].

Проведенный анализ источников информации позволил сделать вывод о целесообразности лингвистического описания параметров при помощи, в основном, четырех оценочных термов.

Например, использование четырех термов высказывания: «высокий», «выше среднего», «ниже среднего», «низкий», соответствует области разбиения параметров на четыре части: «существенно ниже допустимых значений», «в пределах допустимых значений», «немного выше/ниже допустимых значений», «критически выше/ниже допустимых значений». Некоторые параметры могут принимать только логические значения – наличие или отсутствие признака (высказывания «высокий» или «низкий»).

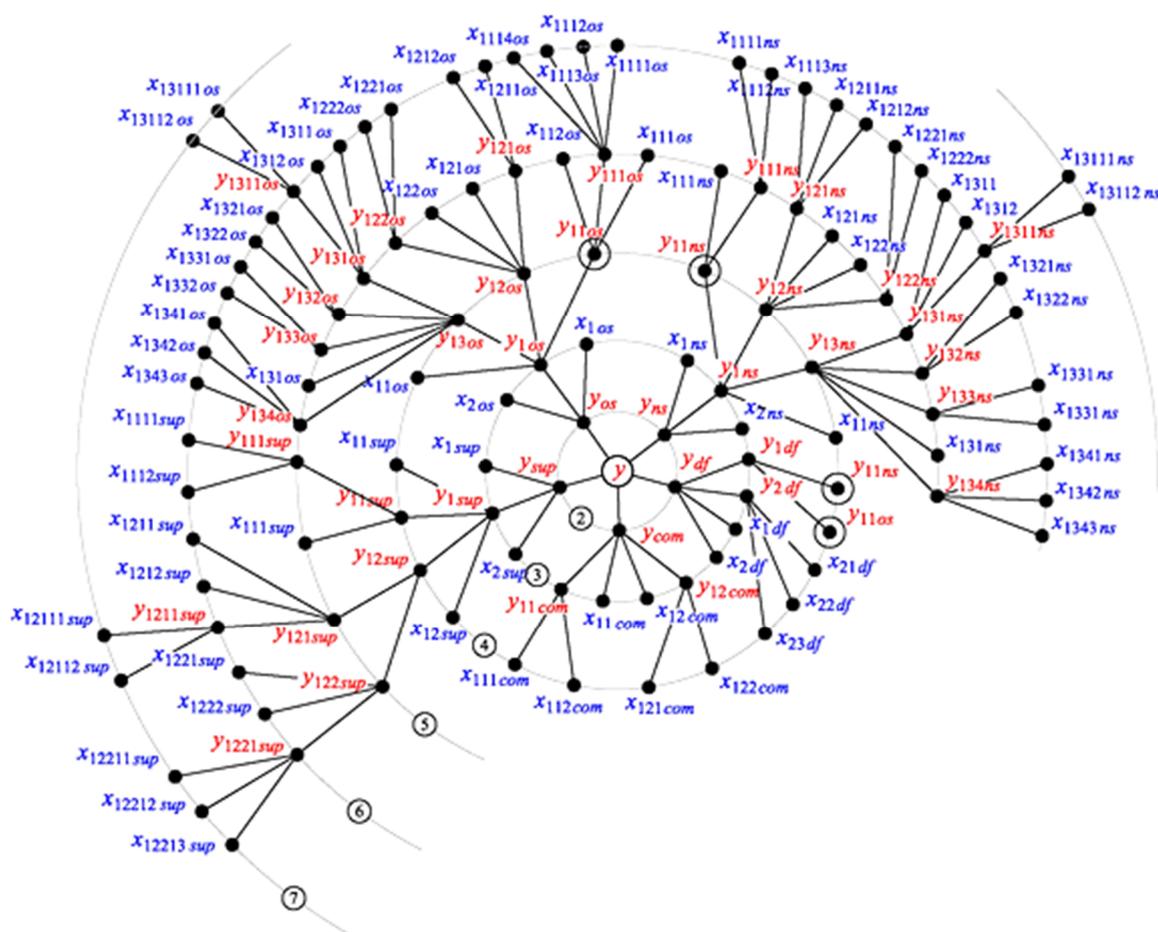


Рисунок 4 – Компактная форма иерархической структуры декларативных знаний о техническом состоянии железобетонных изгибаемых конструкций

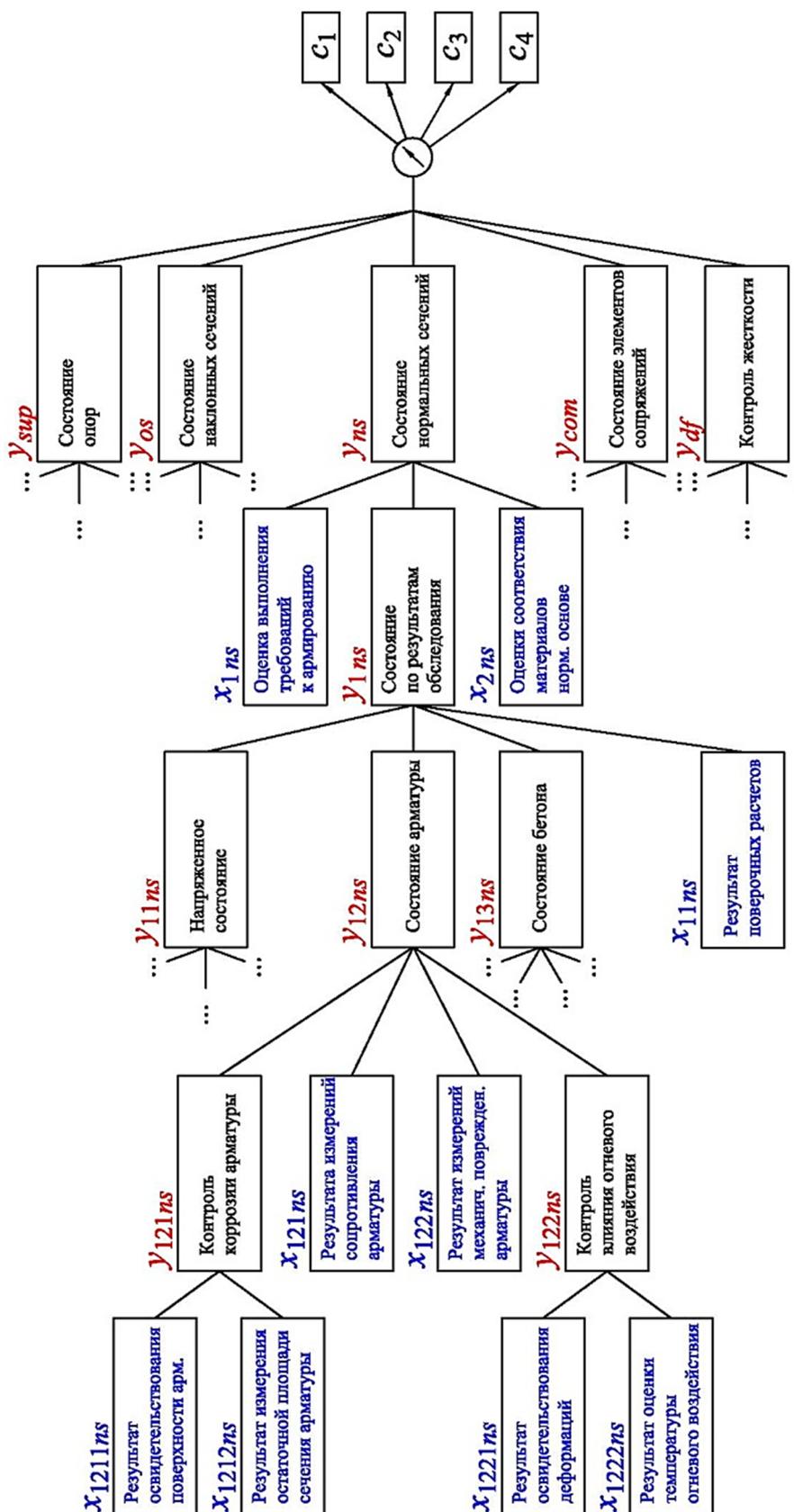


Рисунок 5 – Фрагмент иерархической структуры – подсистема «техническое состояние нормальных сечений» декларативных знаний о техническом состоянии железобетонных изгибаемых конструкций

Фаззификатор

Перевод обычных исходных данных на формат диалога модулей нечеткого логического вывода (переход к значениям термов) происходит в фаззификаторе, посредством взаимодействия с базой данных. База данных фаззификатора распределена по низшим уровням иерархической структуры знаний (терминалам) в виде функций принадлежности.

Функции принадлежности обеспечивают соответствие между численным значением входной переменной системы нечеткого вывода (количественного или качественного результата контролируемого дефекта или повреждения детали, участка или узла) и значением соответствующего ей термина лингвистической переменной [7, 8, 27, 28].

Примером входной переменной *качественного характера*, может являться «освидетельствованная коррозия арматуры», предлагающая варианты ответов пользователю, показанные в таблице 1, а примером переменной *количественного характера* – «измеренная коррозия арматуры», требующая для решения численное значение уменьшения площади сечения арматуры в результате коррозии (%).

Многомерность, расплывчатость, большое количество способов воспроизведения мышления человека увеличивает трудность построения функций принадлежности *качественных* контролируемых параметров, в отличие от построения функций принадлежности *количественных* параметров, которые достаточно легко задаются прямым способом (рис.6) [14].

Таблица 1 – Лингвистические значения переменной «освидетельствованная коррозия арматуры»

Условное значение	Значения оценки «Освидетельствованная коррозия арматуры»
1	Поверхность арматуры чистая (при вскрытии).
2	Локальные участки повреждения арматуры поверхностной коррозией (точки и пятна коррозии).
3	Сплошная поверхностная коррозия арматуры.
4	Локальные участки язвенной, пластинчатой коррозии арматуры, растрескивания защитного слоя бетона.
5	Пластинчатая коррозия арматуры, растрескивание и выдавливание защитного слоя бетона продуктами коррозии

Для построения функций принадлежности качественных параметров в данной работе предлагается использовать комплексный подход, реализующий метод экспертных оценок [29-31], дополненный возможностями других косвенных методов, а именно, с помощью метода *Saaty* [32] экспертом составляются матрицы парных сравнений с соответствующим контролем искажения информации; метод, предложенный *Laarhoven P.J.M* и *Pedrycz W.A* [33], добавляет учет нечеткости между качественными оценками суждений эксперта, заменяя экспертные оценки в модели парных сравнений треугольными нечеткими числами (или унимодальными нечеткими числами (*L-R*) типа [34]); полученные нечеткие матрицы обрабатываются методом *Chang D.Y.* [35, 36] для построения графиков функций принадлежности (см. рис. 7).

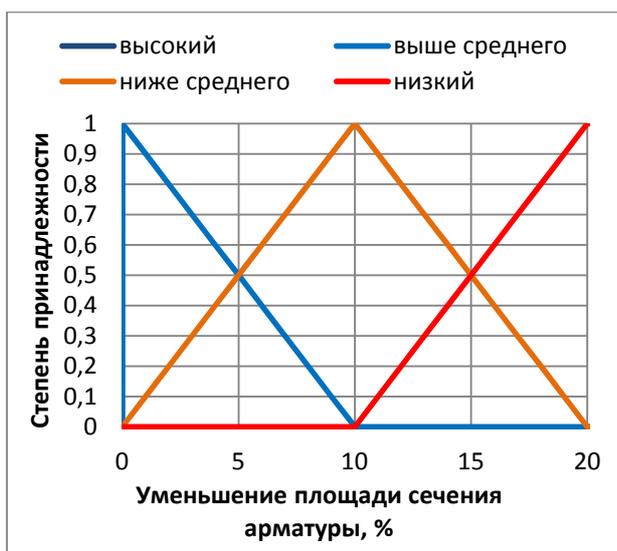


Рисунок 6 – Функции принадлежности нечетких термов, описывающих значения переменной «измеренная коррозия арматуры»

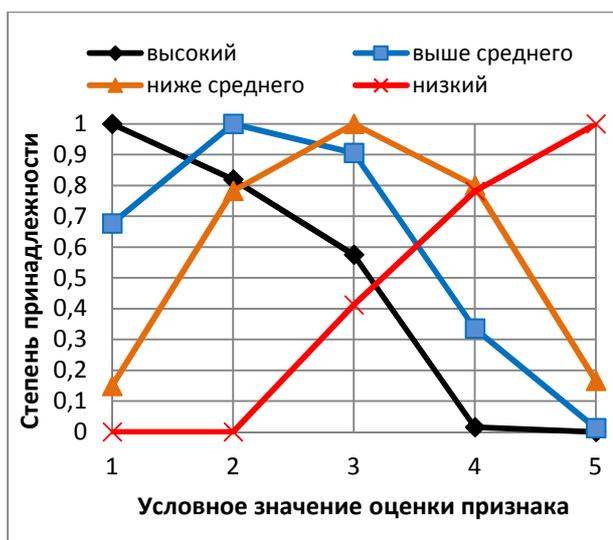


Рисунок 7 – Функции принадлежности нечетких термов, описывающих значения переменной «освидетельствованная коррозия арматуры»

Оператор нечеткого логического вывода

Нечеткий логический вывод выполняется поэтапно (от терминальных вершин к цели структуры). Так, для фрагмента схемы, изображенной на рис. 5, его заключительные этапы можно обозначить следующими зависимостями:

$$y_{1ns} = f(y_{11ns}, y_{12ns}, y_{13ns}, x_{11ns}), \quad (3)$$

$$y_{ns} = f(x_{1ns}, y_{1ns}, x_{2ns}), \quad (4)$$

$$y = f(y_{sup}, y_{os}, y_{ns}, y_{com}, y_{df}), \quad (5)$$

и так далее.

Нечеткие правила с логическими операциями «и» (\cap) и «или» (\cup) заменяются на операции (над функциями принадлежности), соответственно, «минимума» и «максимума»:

$$\mu(a) \cap \mu(b) = \min[\mu(a), \mu(b)], \quad (6)$$

$$\mu(a) \cup \mu(b) = \max[\mu(a), \mu(b)]. \quad (7)$$

Представленные выше зависимости для переменных y_{1ns} , y_{ns} , y в компактной форме записи для иерархической базы знаний выглядят следующим образом:

$$\bigcup_{d=1}^{l_{ns,u}} [(y_{11ns} = k_{11ns}^{ud}) \cap (y_{12ns} = k_{12ns}^{ud}) \cap (y_{13ns} = k_{13ns}^{ud}) \cap (x_{11ns} = t_{11ns}^{ud}), w_{ud}^{<C_{1ns}>}] \rightarrow y_{1ns} = c_{1ns,u}, u=1:a_{1ns}, \quad (8)$$

$$\bigcup_{d=1}^{l_{ns,z}} [(x_{1ns} = t_{1ns}^{zd}) \cap (y_{1ns} = k_{1ns}^{zd}) \cap (x_{2ns} = t_{2ns}^{zd}), w_{zd}^{<C_{ns}>}] \rightarrow y_{ns} = c_{ns,z}, z=1:a_{ns}, \quad (9)$$

$$\bigcup_{d=1}^{l_g} [(y_{sup} = k_{sup}^{gd}) \cap (y_{os} = k_{os}^{gd}) \cap (y_{ns} = k_{ns}^{gd}) \cap (y_{com} = k_{com}^{gd}) \cap (y_{df} = k_{df}^{gd}), w_{gd}^{<C>}] \rightarrow y = c_g, g=1:a, \quad (10)$$

где t_{11ns}^{ud} – оценка параметра x_{11ns} из терм-множества T_i , используемая в u -м высказывании о состоянии ns 1-й подсистемы; $t_{1ns}^{zd}, t_{2ns}^{zd}$ – оценки параметров, соответственно, x_{1ns}, x_{2ns} из терм-множества T_i , используемые в z -м высказывании о состоянии ns -й подсистемы; $k_{11ns}^{ud}, k_{12ns}^{ud}, k_{13ns}^{ud}$ – оценки выходных переменных $y_{11ns}, y_{12ns}, y_{13ns}$, соответственно, $11ns$ -й, $12ns$ -й, $13ns$ -й подсистем, используемые в u -м высказывании о состоянии $1ns$ -й подсистемы; k_{1ns}^{zd} – оценка выходной переменной y_{1ns} $1ns$ -й подсистемы, используемая в z -м высказывании о состоянии ns -й подсистемы; $k_{sup}^{gd}, k_{os}^{gd}, k_{ns}^{gd}, k_{com}^{gd}, k_{df}^{gd}$ – оценки выходных переменных $y_{sup}, y_{os}, y_{ns}, y_{com}, y_{df}$, соответственно, sup -й, os -й, ns -й, com -й, df -й подсистем, используемые в g -м заключении о техническом состоянии всей системы (конструкции); l_{1ns} – количество правил, определяющих значение $c_{1ns,u}$ переменной y_{1ns} ; l_{ns} – количество правил, определяющих значение $c_{ns,z}$ переменной y_{ns} ; l_g – количество правил, определяющих значение c_g переменной y ; $c_{1ns,u}$ – значение выхода y_{1ns} , характеризуемое u -м высказыванием из терм-множества C_{1ns} ; $c_{ns,u}$ – значение выхода y_{ns} , характеризуемое z -м высказыванием из терм-множества C_{ns} ; c_g – значение выхода y всей системы, характеризуемое g -й лингвистической оценкой из терм-множества C ; $w_{ud}^{<C_{1ns}>}, w_{zd}^{<C_{ns}>}, w_{gd}^{<C>}$ – весовые коэффициенты d -го правила для выходов, соответственно, y_{1ns}, y_{ns}, y ; a_{1ns}, a_{ns}, a – количества состояний (высказываний), соответственно, на выходах y_{1ns}, y_{ns}, y . Аналогично, описывается каждый участок иерархии.

Связь функций принадлежности термов входных и выходных переменных, например, для выражений (8), (9) и (10) принимает вид:

$$\begin{aligned} \mu_{c_{1ns}}(X^{<1ns>}) &= \bigvee_{d=1}^{l_{1ns,u}} [w_{ud}^{<C_{1ns}>} \cdot (\mu_{y_{1ns}}(X^{<11ns>})) \wedge \\ &\wedge \mu_{y_{12ns}}(X^{<12ns>}) \wedge \mu_{y_{13ns}}(X^{<13ns>}) \wedge \\ &\wedge \mu_{x_{i1ns}}(x_i))] , u=1:a_{1ns}, \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \mu_{c_{ns}}(X^{<ns>}) &= \bigvee_{d=1}^{l_{ns,z}} [w_{zd}^{<C_{ns}>} \cdot ((\mu_{x_{i1ns}}(x_i) \wedge \\ &\wedge \mu_{y_{1ns}}(X^{<1ns>}) \wedge \mu_{x_{i2ns}}(x_i))] , z=1:a_{ns}, \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} \mu_{c_g}(X) &= \bigvee_{d=1}^{l_g} [w_{gd}^{<C>} \cdot ((\mu_{y_{sup}}(X^{<sup>}) \wedge \mu_{y_{os}}(X^{<os>}) \wedge \mu_{y_{ns}}(X^{<ns>}) \wedge \mu_{y_{sup}}(X^{<com>}) \wedge \\ &\wedge \mu_{y_{sup}}(X^{<df>}))] , g = 1 : a, \end{aligned} \quad (13)$$

где: $\wedge(\vee)$ – макси-минные операции пересечения (объединения) нечетких множеств; $X, X^{<sup>}, X^{<os>}, X^{<ns>}, X^{<com>}, X^{<df>}, X^{<1ns>}, X^{<11ns>}, X^{<12ns>}, X^{<13ns>}$ – множества (вектор) входных переменных, входящих в структуру, соответственно, всей нечеткой модели и в соответствующие части, обозначенные «<...>», иерархии (подсистемы).

Выяснение принадлежности объекта к одному из технических состояний обеспечивается алгоритмом нечеткого логического вывода задач нечеткой классификации. Результат решения по этой модели вывода [13] определяется как класс с максимальной степенью принадлежности:

$$C = \arg \max_{\{c_1, \dots, c_4\}} (\mu_{c_1}(X), \mu_{c_2}(X), \mu_{c_3}(X), \mu_{c_4}(X)). \quad (14)$$

Дефазификатор

Для определения четкого значения категории технического состояния конструкции используется алгоритм модели нечеткого вывода Мамдани [8], выбор которого обусловлен

его пригодностью в случаях сложного формирования выборки экспериментальных данных (отсутствием эффективной системы сбора информации), а также возможностью интерпретации формируемого заключения, присущей этому алгоритму. Нечеткое множество выходной переменной, как всей нечеткой модели, так и ее части, может быть представлено в виде:

$$\bar{Y} = \left(\frac{\mu_{c_1}(X)}{c_1}, \frac{\mu_{c_2}(X)}{c_2}, \frac{\mu_{c_3}(X)}{c_3}, \frac{\mu_{c_4}(X)}{c_4} \right), \quad (15)$$

где c_1, c_2, c_3, c_4 – категории технического состояния.

Операция по переходу от нечеткого заключения к четкому числу категории технического состояния выполняется в дефаззификаторе. База данных дефаззификатора содержит решения выхода в виде треугольных функций принадлежности (рис. 8) Обращение к дефаззификатору может быть произведено из любой вершины иерархической структуры базы знаний, что дает возможность получать и, соответственно, контролировать решения на всех этапах и уровнях иерархии. Четкое значение Y_b выхода какой-либо подсистемы или всей системы (b -й базы знаний, например, для выходов y_{1ns}, y_{ns}, y и др.), соответствующее ее входному значению вектора X_b , выполняется через дефаззификацию нечеткого множества $y_b = \bar{Y}_b$ по методу центра тяжести [8]:

$$Y_b = \frac{\int_{\underline{y}_b}^{\bar{y}_b} y_b \cdot \mu_b(y_b) dy_b}{\int_{\underline{y}_b}^{\bar{y}_b} \mu_b(y_b) dy_b}. \quad (16)$$

Отметим, что функции принадлежности выходов и входов аппроксимированы треугольными функциями [9], а не гладкими (среди которых, колоколообразные, применяемые нами на начальных этапах исследований [37, 38]), поскольку именно они являются наиболее приемлемыми в построении нечеткой ЭС без тонкой настройки.

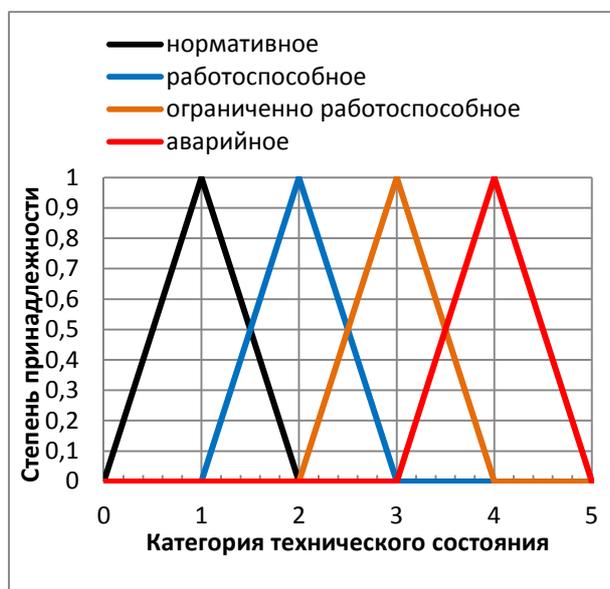


Рисунок 8 – Функции принадлежности технических состояний, описывающих значения выходной переменной

Заключение

Тестирование прототипа экспертной системы для определения категории технического состояния железобетонных изгибаемых конструкций, показало ожидаемые достоинства этого модуля. Совместно со встроенными в систему инструментами визуализации он позволяет конкретизировать степень эксплуатационной пригодности конструкции, наглядно представив результаты в виде диаграмм (рис. 9). Четкое значение, полученное с помощью алгоритма Мамдани, конкретизирует оценку технического состояния по интересующему пользователя виду (типу) контроля. Это позволяет установить различия технических состояний конструкций, находящихся в одной категории, отслеживать динамику их изменения, дает больше уверенности в формулировании выводов у лиц, принимающих решение (работающих над заключением о пригодности конструкции, здания, сооружения к эксплуатации), и лучшее понимание ситуации (проблем, значимость технического

состояния) у лиц, ответственных за ее эксплуатацию.

Научно-технический прогресс в области искусственного интеллекта приводит к моральному устареванию технологии принятия решений, используемой в настоящее время при оценке технического состояния конструкций и сооружений. Интеллектуальная информатизация в области инженерного обследования строительных объектов способна проверить не только собственные знания и предположения, но и наделяет решения прозрачностью, устанавливая контроль над исполнительскими действиями. Поэтому, наряду с совершенствованием нормативных основ, считаемым необходимым внедрение и, в дальнейшем обязательное, применение в этой сфере интеллектуальных систем.



Рисунок 9 – Пример отображения четких значений категории технического состояния железобетонной балки на этапе контроля состояния подсистемы «техническое состояние нормальных сечений»

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния / Введ. 2012-04-12. – М. ГУП МНИИТЭП, 2011. – 89 с.
2. Кашеварова, Г.Г. Нечеткая экспертная система диагностики повреждений строительных конструкций [Текст] / Г.Г. Кашеварова, Ю.Л. Тонков, М.Н. Фурсов // Вестник Волжского регионального отделения РААСН: сб. науч. тр. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2014. – Вып.17. – С. 167-173.
3. Соколов, В.А. Категории технического состояния строительных конструкций зданий при их диагностике вероятностными методами [Текст] // Фундаментальные исследования. – 2014. – № 6-6. – С. 1159-1164.
4. Джарратано, Д. Экспертные системы: принципы разработки и программирование. – М.: Издательский дом "Вильямс", 2006. – 1152 с.
5. Zadeh, L.A. Fuzzy sets / L.A. Zadeh // Information and Control. 1965. № 8 (3). – P. 338–353.
6. Zadeh, L.A. A fussy-set-theoretic interpretation of linguistic hedges // J. Cybern. 1972. Vol. 2. – P. 4-34.
7. Zadeh, L.A. The concept of linguistic variable and approximate reasoning // Information Sciences. 1974. Vol. 8. – P. 199-249.
8. Штовба, С.Д. Проектирование нечетких систем средствами MATLAB. – М.: Горячая линия-Телеком, 2007. – 288 с.
9. Ротштейн, А.П. Интеллектуальные технологии идентификации: нечеткая логика, генетические алгоритмы и нейронные сети. Винница: Універсум-Вінниця, 1999. 320 с.
10. Оре, О. Теория графов [Текст]. – 2-е изд. – М.: Наука, 1980. — 336 с.
11. Гаврилова, Т.А. Извлечение и структурирование знаний для экспертных систем [Текст] / Т.А. Гаврилова, К.Р. Червинская. – М.: Радио и связь, 1992 – 200 с.
12. Поспелов, Д.А. Моделирование рассуждений. Опыт анализа мыслительных фактов [Текст]. – М.: Радио и связь, 1989. – 184 с.
13. Альбрехт, Р. Дефекты и повреждения строительных конструкций / Р.Альбрехт; пер. с н. Е.Ш. Фельдмана. – Москва: Стройиздат, 1979. – 207 с.
14. Гроздов, В.Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия [Текст]. – Санкт-Петербург: Общероссийский общественный фонд «Центр качества строительства», 2007. – 136 с.
15. Гроздов, В.Т. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений [Текст]. – Санкт-Петербург: Издательский Дом KN+, 2000. – 39 с.
16. Гучкин, И.С. Диагностика повреждений и восстановление эксплуатационных качеств конструкций [Текст]. – Москва: Издательство АСВ, 2001. – 171 с.

17. Дементьева, М.Е. Техническая эксплуатация зданий: оценка и обеспечение эксплуатационных свойств конструкций зданий [Текст]: Учебное пособие. – Москва: МГСУ, 2008. – 227 с.
18. Добромыслов, А.Н. Диагностика повреждений зданий и инженерных сооружений [Текст]. – Москва: МГСУ, 2006. – 256 с.
19. Добромыслов, А.Н. Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам [Текст]. – Москва: Издательство АСВ, 2004. – 66 с.
20. Мальганов, А.И. Восстановление и усиление ограждающих строительных конструкций зданий и сооружений [Текст]: учебное пособие. – Томск: Печатная мануфактура, 2002. – 391 с.
21. Прядко, Н.В. Обследование и реконструкция жилых зданий [Текст]: учебное пособие. – Макеевка: ДонНАСА, 2006. – 156 с.
22. Классификатор основных видов дефектов в строительстве и промышленности строительных материалов. Утвержден Главгосархстройнадзором России 17 ноября 1993 года. – 95 с.
23. Пособие по практическому выявлению пригодности к восстановлению поврежденных строительных конструкций зданий и сооружений и способам их оперативного усиления. Москва: ЦНИИПромзданий, 1996. – 99 с.
24. Рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий, расположенных вблизи нового строительства или реконструкции. Приняты и введены в действие Указанием Москомархитектуры от 18 ноября 1998 года № 39.
25. Смирнов, С.В. Онтологический анализ предметных областей моделирования [Текст] // Известия Самарского научного центра РАН. 2001. Т.3. № 1. – С. 62-70
26. Базы знаний интеллектуальных систем [Текст] / Т. А. Гаврилова, В. Ф. Хорошевский — СПб: Питер, 2000. – 384 с.
27. Кашеварова, Г.Г. О построении функций принадлежности нечеткого множества в контексте задачи диагностики повреждений железобетонных плит [Текст] / Г.Г. Кашеварова, М.Н. Фурсов, Ю.Л. Тонков // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2014. Т. 10. № 2. – С. 93-101.
28. Kashevarova, G.G. Membership functions of fuzzy sets in the diagnosis of structures pathology / G.G. Kashevarova, M.N. Fursov, Y.L. Tonkov // Informatics, Networking and Intelligent Computing (INIC 2014), 16-17 Nov. 2014, Shenzhen, China. - Taylor & Francis Group, A Balkema Book, 2015. – P. 261–264.
29. Аверкин, А.Н. Нечеткие множества в моделях управления и искусственного интеллекта [Текст] / Аверкин, И.З. Батыршин, А.Ф. Блишун, В.Б. Силов, В.Б. Тарасов; под ред. Поспелова Д.А. – М.: Наука. Гл. ред. физ.-мат. лит., 1986. – 312 с.
30. Литвак, Б.Г. Экспертная информация. Методы получения и анализа [Текст]. – М.: Радио и связь, 1982. – 184 с.
31. Норвиг, А.М. Построение функций принадлежности [Текст] / А.М. Норвиг, И.Б. Турсон // Нечеткие множества и теория возможностей. Последние достижения: Пер. с англ.; под ред. Р.Р. Ягера. – М.: радио и связь, 1986. – 408 с.
32. Саати, Т. Принятие решений. Метод анализа иерархий [Текст]. – М.: – «Радио и связь», 1993. – 278 с.
33. Laarhoven P.J.M., Pedrycz W.A. A fuzzy extension of Saaty's priority theory // Fuzzy sets and systems. 1983. Vol. 11. P. 229-241.
34. Яхьяева, Г.Э. Нечеткие множества и нейронные сети [Текст]: Учебное пособие / Г.Э. Яхьяева. – М.: Интернет-Университет Информационных технологий; Бином. Лаборатория знаний, 2006. – 316 с.
35. Chang D.Y. Extent analysis and synthetic decision, optimization techniques and applications // World Scientific, 1992. Vol 1. – P. 352-355.
36. Chang D.Y. Applications of the extent analysis method on fuzzy-AHP // European Journal of Operational Research. 1996. Vol. 95. – P. 649-655.
37. Кашеварова Г.Г. Определение технического состояния наклонных сечений железобетонных конструкций в экспертной системе с нечетким логическим выводом [Текст] / Г.Г. Кашеварова, Ю.Л. Тонков // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2015. – Т. 11. – № 4. – С. 77-85.
38. Кашеварова, Г.Г. Онтологический анализ нечеткой базы знаний в системе поддержки принятия решений о техническом состоянии изгибаемых железобетонных конструкций [Текст] / Г.Г. Кашеварова, Ю.Л. Тонков // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2015. – Т. 11. – № 4. – С. 86-97.

Кашеварова Галина Геннадьевна

Пермский национальный исследовательский политехнический университет, г. Пермь
Доктор технических наук, профессор, советник РААСН,
заведующая кафедрой «Строительные конструкции и вычислительная механика»
E-mail: ggkash@mail.ru.

Тонков Юрий Леонидович

Пермский национальный исследовательский политехнический университет, г. Пермь
Аспирант кафедры «Строительные конструкции и вычислительная механика»
E-mail: 95081@mail.ru.

G. KASHEVAROVA, Yu. TONKOV

AUTOMATED SEARCH OF CLEAR-CUT VALUE CATEGORY TECHNICAL CONDITION OF CONSTRUCTIONS IN PROBLEMS OF EXPERT OPINIONS

The process of examination of the construction of the object contains a fuzzy conditions and some fuzziness goal due to the fact that their statement carries people.

The complex structure of structures, multifactorial, incomplete and sometimes misleading and contradictory information received from the results of the engineering survey, a very short range of existing survey of rules and monitoring of technical condition, including all 4 categories, as well as the blurring of the boundaries between them, increases the unwanted "subjectivity" expert.

Automated search of expert solutions with a clear definition of the values of the technical state of the category can help in tasks taking an expert opinion on the technical state of constructions, both beginners and experienced experts.

The concept of building expert systems to evaluate the technical state of the object involves the use of fuzzy sets theory and its applications. Calculating the value of a clear technical condition category involves the use of a model of fuzzy inference Mamdani. The research results are used to develop a prototype of an expert system for the evaluation of the technical state of reinforced concrete bended elements.

Keywords: *automated search, category, technical condition, construction design, expert system.*

BIBLIOGRAPHY

1. GOST 31937-2011. Zdaniya i sooruzheniya. Pravila obsledovaniya i monitoringa tekhnicheskogo so-stoyaniya / Vved. 2012-04-12. – M. GUP MNIITEP, 2011. – 89 s.
2. Kashevarova, G.G. Nechetkaya ekspertnaya sistema diagnostiki povrezhdeniy stroitel'nykh kon-struktsiy [Tekst] / G.G. Kashevarova, YU.L. Tonkov, M.N. Fursov // Vestnik Volzhskogo regional'nogo otdeleniya RAASN: sb. nauch. tr. – N. Novgorod: NNGASU, 2014. – Vyp.17. – S. 167-173.
3. Sokolov, V.A. Kategorii tekhnicheskogo sostoyaniya stroitel'nykh konstruktsiy zdaniy pri ikh dia-gnostike veroyatnostnymi metodami [Tekst] // Fundamental'nyye issledovaniya. – 2014. – № 6-6. – S. 1159-1164.
4. Dzharratano, D. Ekspertnyye sistemy: printsipy razrabotki i programmirovaniye. – M.: Izda-tel'skiy dom "Vil'yams", 2006. – 1152 s.
5. Zadeh, L.A. Fuzzy sets / L.A. Zadeh // Information and Control. 1965. № 8 (3). – P. 338–353.
6. Zadeh, L.A. A fussy-set-theoretic interpretation of linguistic hedges // J. Cybern. 1972. Vol. 2. – P. 4-34.
7. Zadeh, L.A. The concept of linguistic variable and approximate reasoning // Information Sciences. 1974. Vol. 8. – P. 199-249.
8. Shtovba, S.D. Proyektirovaniye nechetkikh sistem sredstvami MATLAB. – M.: Goryachaya liniya-Telekom, 2007. – 288 s.
9. Rotshteyn, A.P. Intellektual'nyye tekhnologii identifikatsii: nechetkaya logika, geneticheskiye al-goritmy i ney-ronnyye seti. Vinnitsa: Universum-Vinnitsya, 1999. 320 s.
10. Ore, O. Teoriya grafov [Tekst]. – 2-ye izd. – M.: Nauka, 1980. — 336 s.
11. Gavrilova, T.A. Izvlecheniye i strukturirovaniye znaniy dlya ekspertnykh sistem [Tekst] / T.A. Gav-rilova, K.R. Chervinskaya. – M.: Radio i svyaz', 1992 – 200 s.
12. Pospelov, D.A. Modelirovaniye rassuzhdeniy. Opyt analiza myslitel'nykh faktov [Tekst]. – M.: Radio i svyaz', 1989. – 184 s.13. Al'brekht, R. Defekty i povrezhdeniya stroitel'nykh konstruktsiy / R.Al'brekht; per. s n. Ye.SH. Fel'dmana. – Moskva: Stroyizdat, 1979. – 207 s.
14. Grozdov, V.T. Defekty stroitel'nykh konstruktsiy i ikh posledstviya [Tekst]. – Sankt-Peterburg: Ob-shcherossiyskiy obshchestvennyy fond «Tsentr kachestva stroitel'stva», 2007. – 136 s.
15. Grozdov, V.T. Priznaki avariynogo sostoyaniya nesushchikh konstruktsiy zdaniy i sooruzheniy [Tekst]. – Sankt-Peterburg: Izdatel'skiy Dom KN+, 2000. – 39 s.
16. Guchkin, I.S. Diagnostika povrezhdeniy i vosstanovleniye ekspluatatsionnykh kachestv konstruktsiy [Tekst]. – Moskva: Izdatel'stvo ASV, 2001. – 171 s.
17. Dement'yeva, M.Ye. Tekhnicheskaya ekspluatatsiya zdaniy: otsenka i obespecheniye ekspluatatsionnykh svoystv konstruktsiy zdaniy [Tekst]: Uchebnoye posobiye. – Moskva: MGSU, 2008. – 227 s.
18. Dobromyslov, A.N. Diagnostika povrezhdeniy zdaniy i inzhenernykh sooruzheniy [Tekst]. – Moskva: MGSU, 2006. – 256 s.
19. Dobromyslov, A.N. Otsenka nadezhnosti zdaniy i sooruzheniy po vneshnim priznakam [Tekst]. – Moskva: Izdatel'stvo ASV, 2004. – 66 s.
20. Mal'ganov, A.I. Vosstanovleniye i usileniye ograzhdayushchikh stroitel'nykh konstruktsiy zdaniy i sooruzheniy [Tekst]: uchebnoye posobiye. – Tomsk: Pechatnaya manufaktura, 2002. – 391 s.

21. Pryadko, N.V. Obsledovaniye i rekonstruktsiya zhilykh zdaniy [Tekst]: uchebnoye posobiye. – Makeyevka: DonNASA, 2006. – 156 s.
22. Klassifikator osnovnykh vidov defektov v stroitel'stve i promyshlennosti stroitel'nykh ma-terialov. Utverzhden Glavgosarkhstroy nadzorom Rossii 17 noyabrya 1993 goda. – 95 s.
23. Posobiye po prakticheskomu vyavleniyu prigodnosti k vosstanovleniyu povrezhdennykh stroitel'nykh konstruksiy zdaniy i sooruzheniy i sposobam ikh operativnogo usileniya. Moskva: TSNIIPromzdaniy, 1996. – 99 s.
24. Rekomendatsii po obsledovaniyu i monitoringu tekhnicheskogo sostoyaniya ekspluatiruyemykh zdaniy, raspolozhennykh vblizi novogo stroitel'stva ili rekonstruktsii. Prinyaty i vvedeny v deystviye Ukazaniyem Moskomarkhitektury ot 18 noyabrya 1998 goda № 39.
25. Smirnov, S.V. Ontologicheskii analiz predmetnykh oblastey modelirovaniya [Tekst] // Izvestiya Samarskogo nauchnogo tsentra RAN. 2001. T.Z. № 1. – S. 62-70
26. Bazy znaniy intellektual'nykh sistem [Tekst] / T. A. Gavrilova, V. F. Khoroshevskiy - SPb: Pi-ter, 2000. – 384 s.
27. Kashevarova, G.G. O postroyenii funktsiy prinadlezhnosti nechetkogo mnozhestva v kontekste zadachi diagnostiki povrezhdeniy zhelezobetonnykh plit [Tekst] / G.G. Kashevarova, M.N. Fursov, YU.L. Tonkov // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2014. T. 10. № 2. – S. 93-101.
28. Kashevarova, G.G. Membership functions of fuzzy sets in the diagnosis of structures pathology / G.G. Kashevarova, M.N. Fursov, Y.L. Tonkov // Informatics, Networking and Intelligent Computing (INIC 2014), 16-17 Nov. 2014, Shenzhen, China. - Taylor & Francis Group, A Balkema Book, 2015. – P. 261–264.
29. Averkin, A.N. Nechetkiye mnozhestva v modelyakh upravleniya i iskusstvennogo intellekta [Tekst] / Averkin, I.Z. Batyrshin, A.F. Blishun, V.B. Silov, V.B. Tarasov; pod red. Pospelova D.A. – M.: Nauka. Gl. red. fiz.-mat. lit., 1986. – 312 s.
30. Litvak, B.G. Ekspertnaya informatsiya. Metody polucheniya i analiza [Tekst]. - M.: Radio i svyaz', 1982. - 184 s.
31. Norvig, A.M. Postroyeniye funktsiy prinadlezhnosti [Tekst] / A.M. Norvig, I.B. Turson // Nechetkiye mnozhestva i teoriya vozmozhnostey. Posledniye dostizheniya: Per. s angl.; pod red. R.R. Yagera. – M.: radio i svyaz', 1986. – 408 s.
32. Saati, T. Prinyatiye resheniy. Metod analiza iyerarkhiy [Tekst]. – M.: – «Radio i svyaz'», 1993. – 278 s.
33. Laarhoven P.J.M., Pedrycz W.A. A fuzzy extension of Saaty's priority theory // Fuzzy sets and systems. 1983. Vol. 11. P. 229-241.
34. Yakh'yayeva, G.E. Nechetkiye mnozhestva i neyronnyye seti [Tekst]: Uchebnoye posobiye / G.E. Yakh'yayeva. – M.: Internet-Universitet Informatsionnykh tekhnologiy; Binom. Laboratoriya znaniy, 2006. – 316 s.
35. Chang D.Y. Extent analysis and synthetic decision, optimization techniques and applications // World Scientific, 1992. Vol 1. – P. 352-355.
36. Chang D.Y. Applications of the extent analysis method on fuzzy-AHP // European Journal of Operational Research. 1996. Vol. 95. – P. 649-655.
37. Kashevarova G.G. Opredeleniye tekhnicheskogo sostoyaniya naklonnykh secheniy zhelezobetonnykh konstruksiy v ekspertnoy sisteme s nechetkim logicheskim vyvodom [Tekst] / G.G. Kashevarova, YU.L. Tonkov // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2015. – T. 11. – № 4. – S. 77-85.
38. Kashevarova, G.G. Ontologicheskii analiz nechetkoy bazy znaniy v sisteme podderzhki prinyatiya resheniy o tekhnicheskoy sostoyanii izgibayemykh zhelezobetonnykh konstruksiy [Tekst] / G.G. Kashevarova, YU.L. Tonkov // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2015. – T. 11. – № 4. – S. 86-97.

G. Kashevarova

Perm National Research Polytechnic University, Perm
Doctor of Technical Sciences, Professor, Adviser RAACS,
Head of department “Building constructions and computational mechanics”
E-mail: ggkash@mail.ru.

Yu. Tonkov

Perm National Research Polytechnic University, Perm
Post-graduate student of department “Building constructions and computational mechanics”
E-mail: 95081@mail.ru.

ТУР В.В., ДЕРЕЧЕННИК С.С.

НОВЫЙ КРИТЕРИЙ ДЛЯ ОЦЕНИВАНИЯ СООТВЕТСТВИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА В УСЛОВИЯХ ОГРАНИЧЕННОЙ ВЫБОРКИ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ

Рассмотрена проблема оценивания соответствия прочности бетона на сжатие на этапе начального производства, когда объем выборки эмпирических испытаний не превышает 15 результатов. Предложен новый универсальный критерий соответствия, основанный на порядковых статистиках и предусматривающий вычисление оценки характеристической прочности бетона. Критерий инвариантен к типу и параметрам вероятностного распределения прочности, форме испытываемых образцов, возможной автокорреляции эмпирических результатов, позволяет обеспечить выполнение условий для любого задаваемого среднего уровня качества, а также сбалансировать риски производителя и потребителя бетона.

Ключевые слова: бетон, прочность, оценивание соответствия, критерий, порядковые статистики.

Введение

Технический регламент ТР2009/013ВУ [1] устанавливает требование обязательного декларирования соответствия произведенной строительной продукции, в частности строительных материалов и изделий, существенным требованиям безопасности, содержащимся в данном документе.

Применительно к оцениванию прочности бетона на сжатие и декларированию ее соответствия имеет место парадоксальная ситуация: поставляя бетонную смесь, изготовитель обязан гарантировать достижение затвердевшим бетоном характеристик, установленных в спецификации. В такой ситуации оценивание соответствия прочности бетона с целью его подтверждения или отклонения выполняют в режиме *off-line* только для некоторого завершённого периода производства, который, согласно [2,3] определен как *оценочный период*. По результатам такого оценивания делают заключение о соответствии либо несоответствии декларированного свойства требованиям спецификации.

В настоящее время в Республике Беларусь в качестве основного стандарта, устанавливающего требования к бетону, вводится СТБ EN 206:2016 «Бетон – спецификация, свойства, производство и соответствие» (взамен СТБ EN 206-1) со своим Национальным приложением, содержащим специфические требования к применению стандарта в национальных условиях. Положения данного стандарта являются новыми для изготовителя бетона, предполагая некоторые изменения процедуры производственного контроля. При этом следует иметь в виду, что ряд положений, содержащихся в базовой версии стандарта, в частности касающиеся собственно оценивания соответствия, не являются совершенными и могут давать как неэкономичные, так и небезопасные результаты.

Согласно требованиям базового документа EN 206:2013 [2], изготовитель бетона обязан декларировать свойства бетона, включенные в спецификацию, и документировать результаты испытаний, проводимых в рамках процедуры производственного контроля (согласно п. 9.1 EN 206:2013 «*все производимые бетоны должны быть подвергнуты процедуре производственного контроля, ответственность за который несет изготовитель*»). Производственный контроль включает все мероприятия, необходимые для поддержания свойств бетона в соответствии с требованиями, установленными спецификацией. При этом в концепции стандарта EN 206:2013 (п. 9.3) контроль соответствия является составной (интегральной) частью производственного контроля. Из всего комплекса мероприятий производственного контроля процедура оценивания соответствия имеет главной целью защитить рынок от поставок бетона несоответствующего качества, а не определить корректирующие действия, влияющие на технологический процесс производства бетона.

Изготовитель, декларируя соответствие прочности бетона на сжатие, гарантирует потребителю, что произведенный бетон соответствует классу, указанному в спецификации, посредством оценивания характеристической прочности бетона (f_{ck}). Действующими стандартами контроля прочности бетона его характеристическая прочность на сжатие f_{ck} определена как 5-процентная квантиль статистического распределения прочности. Согласно EN 206:2013 [2], соответствие декларированному классу бетона по прочности должно быть проверено по окончании каждого оценочного периода с использованием соответствующих критериев в зависимости от этапа производства (начальное или непрерывное). Подробные требования, относящиеся к определению и назначению этапов производства, содержатся в [4, 5]. Для каждого из установленных этапов производства в общем случае применяется составной критерий соответствия, по которому проверяют каждый единичный результат испытаний (f_{ci}) и среднее арифметическое значение (f_{cm}) из группы результатов, принятой для оценивания. Критерий оценивания среднего f_{cm} в случае начального производства обозначен в EN 206:2013 [2], как метод А, а в случае непрерывного производства – как метод В. Следует подчеркнуть, что изготовитель может применять метод А и в условиях непрерывного производства. Кроме того, новая версия EN 206:2013 вводит для предприятий с сертифицированной системой контроля качества на стадии непрерывного производства альтернативный метод С, основанный на применении контрольных карт. Необходимо также отметить, что изменения, внесенные в новую версию EN 206:2013 применительно к оцениванию соответствия, касаются, главным образом, этапа установившегося производства (когда в предшествовавший оценочный период установлено среднеквадратичное отклонение, и количество результатов испытаний $n \geq 15$).

Анализ, проведенный в наших работах [4, 5] показывает, что критерии метода В, применяемые для стадии непрерывного производства, довольно полно статистически обоснованы в работах L. Taerwe и др. [6, 7], и не вызывают серьезных опасений при практическом применении. При этом по-прежнему, наиболее слабым местом стандарта являются критерии метода А, установленные для оценивания соответствия на стадии начального производства.

1. Три основных парадокса, возникающих при применении критериев оценивания соответствия EN 206 для условий начального производства

План выборочного контроля соответствия прочности бетона на сжатие, принятый в EN 206:2013, для этапа начального производства (метод А) на протяжении последних лет неоднократно подвергался анализу и критике, как содержащий ряд неопределенностей и противоречий [8–11]. Полемика по данному вопросу может быть обобщена в высказываниях Beal N.A., который писал: *«правила контроля, приведенные в современных BS-EN 206 являются непрактичными, нелогичными и дают непредсказуемый результат (... are impractical, illogical, give unpredictable result and put to much concrete at risk on single decision)»*. В данном случае основная проблема связана с принятыми методами статистического оценивания на основе очень малой выборки результатов испытаний прочности бетона ($n = 3$), а также ограниченной предварительной информации об испытываемой популяции. Как отмечается в работе [7], базовые положения и рекомендации, принятые в стандарте, часто довольно размыты и иногда представляют собой произвольные утверждения без соответствующего статистического обоснования (*«... are often vague and sometimes based on arbitrary suggestions without a coherent probabilistic background»*).

Опираясь на результаты собственного анализа [5], можно сформулировать три основных парадокса, имеющих место при применении метода А (этап начального производства).

Парадокс 1. Увеличение количества единичных результатов испытаний (N), полученных за оценочный период, приводит к снижению (!) вероятности приемки (P_a).

В соответствии с правилами, изложенными в EN 206:2013, в случае применения составного критерия (метод А) на этапе начального производства ($f_{cm,3} \geq f_{ck} + 4$ и

$f_{ci} \geq f_{ck} - 4$) полученную выборку единичных результатов испытаний следует разделить на группы, состоящие из $n = 3$ результатов. При этом согласно EN 206:2013 [2] группы могут быть образованы из неперекрывающихся или перекрывающихся результатов испытаний. Соответствие за назначенный оценочный период является подтвержденным, если критерии выполняются для всех групп одновременно. Тогда, если изготовитель оценивает соответствие на основе более чем одной группы $n = 3$ (например, двух, или даже четырех групп, когда в оценочный период получено 6 результатов), реализуется многоуровневый выборочный план, связанный с повышенным риском отбраковки пригодных партий бетона (ошибки первого рода), т.к. при меньшей дефектности вероятность приемки снижается.

Так, результаты исследований [5] показывают, что вероятность приемки (т.е. подтверждения соответствия декларированному классу) $P_a(\theta)$ при фактической дефектности (т.е. доле результатов ниже характеристической прочности f_{ck}) $\theta = 5\%$ и стандартном отклонении $\sigma = 3 \text{ МПа}$, в случае оценивания одной группы из $n = 3$ результатов составляет $P_a(\theta = 0,05) = 0,706$ (по методу А). Однако, при том же уровне качества произведенного бетона, вероятность приемки составит 0,498 при оценивании двух неперекрывающихся групп $n = 3$ из общего количества результатов $N = 6$, и только 0,41 при оценивании четырех перекрывающихся групп $n = 3$, составленных из тех же шести исходных результатов.

Это означает, что вероятность подтверждения соответствия декларированному классу по прочности на сжатие бетона, имеющего надлежащий уровень качества, снижается от 70% до 40% в случае, когда производитель принимает решение об оценивании соответствия по большему (в 2 раза!) количеству результатов испытаний. Логично ожидать, что правильно разработанный план выборочного контроля должен обеспечивать рост вероятности приемки бетона надлежащего качества с увеличением количества оцениваемых результатов. Однако данный выборочный план для этапа начального производства (метод А, EN 206:2013) дает обратный результат!

Парадокс 2. Уменьшение величины стандартного отклонения в оцениваемой выборке (повышение однородности производства бетона) ведет к снижению вероятности приемки.

Существенной проблемой, связанной с применением критериев для этапа начального производства (метод А) является зависимость вероятности приемки от величины стандартного отклонения (разброса) [4, 5, 11]. Парадоксально, но увеличение разброса результатов испытаний увеличивает вероятность выполнения критериев соответствия, содержащихся в стандарте. Это является дополнительным аргументом в пользу того, что принятый в EN 206:2013 выборочный план не является рациональным. Повышение уровня качества, характеризующееся, в числе прочего, снижением стандартного отклонения, должно приводить к увеличению вероятности приемки. Анализ среднего уровня выходного качества $AOQ = \theta \cdot P_a(\theta)$ (AOQ – англ. *average outgoing quality*) по отношению к его предельному значению $AOQL$ (англ. *average outgoing quality limit*), выполненный в [5, 11], показывает, что требуемое значение $AOQ \leq AOQL = 5\%$ обеспечивает план с одной группой результатов испытаний ($n = 3$), если стандартное отклонение не превышает 3 МПа. Кроме того, в работе [5] показано, что критерий $f_{ci} \geq f_{ck} - 4$ начинает оказывать влияние на результат оценивания только при значительной дисперсии ($\sigma > 5 \text{ МПа}$) и доле дефектов $\theta \geq 15\%$.

Следует обратить внимание и на тот факт, что применение критериев метода А не обеспечивает компромисс между риском производителя и риском потребителя, что должно являться одним из базовых требований при разработке рациональных выборочных планов контроля качества.

Парадокс 3. Результат оценивания зависит от формы контрольного образца.

Важным вопросом, которому практически не уделяется внимания в комментариях к EN 206:2013, является влияние формы контрольного образца (куб или цилиндр). Несложно

показать, что если изготовитель бетона выполняет контроль соответствия по результатам испытания цилиндров, то по методу А вероятность приемки будет иной, нежели при применении кубов!

Это обусловлено формой записи критерия: $f_{cm,3} \geq f_{ck} + 4$ и $f_{cm,3} \geq f_{ck,cube} + 4$; например, для бетона класса $C^{20/25}$ имеем: $f_{ck}/f_{ck,cube} = 20 \text{ МПа} / 25 \text{ МПа} = 0,80$, но $\{f_{ck} + 4 = 20 + 4 = 24\} / \{f_{ck,cube} + 4 = 25 + 4 = 29\} \approx 0,83$. Еще более ощутимо данное несоответствие при оценивании единичных результатов $f_{ci} \geq f_{ck} - 4$ и $f_{ci} \geq f_{ck,cube} - 4$; например для бетона того же класса $C^{20/25}$: $\{f_{ck} - 4 = 16\} / \{f_{ck,cube} - 4 = 21\} \approx 0,76$.

В связи с тем, что были выявлены приведенные выше несовершенства составного критерия метода А, был разработан новый метод оценивания соответствия на основе порядковых статистик, который может являться альтернативой в тех случаях, когда априорная статистическая информация о популяции произведенного бетона недостаточна (например, нет данных о типе распределения и стандартном отклонении параметра прочности) и оценивание выполняется на базе ограниченного числа результатов испытаний.

2. Новый критерий соответствия для оценивания прочности бетона при ограниченной выборке результатов испытаний

2.1. Требования к критерию оценивания соответствия прочности бетона

Приступая к разработке нового критерия, были сформулированы следующие основные требования.

1) На результат оценивания не влияет тип вероятностного распределения параметра прочности в анализируемой популяции бетона.

2) Результат оценивания соответствия не зависит от стандартного отклонения (σ) параметра прочности.

3) Критерий позволяет обеспечить выполнение условий для любого задаваемого среднего выходного уровня качества, например, $AOQ < AOQL = 5\%$, а для целей экономичного оценивания – $AOQ_{\max} \square AOQL = 5\%$.

4) Обеспечиваются сбалансированные (например, равные) риски изготовителя и потребителя.

5) Применяется одиночный (не составной) критерий соответствия.

6) Результаты оценивания не зависят от формы контрольного образца (куб или цилиндр).

7) На результат оценивания не должна влиять возможная (но не всегда присутствующая) автокорреляция последовательных единичных результатов испытаний.

8) Критерий является универсальным – допускает применение при контроле соответствия прочности бетона как на сжатие, так и на растяжение, а также при контроле по результатам косвенных измерений параметра прочности (например, неразрушающими методами).

2.2. Теоретическое обоснование применения метода порядковых статистик к проблеме оценивания прочности бетона в условиях ограниченной предварительной информации

Основным преимуществом непараметрических, в том числе порядковых (ранговых) статистик является их независимость как от параметров, так и от вида распределения случайной величины. Попытки их использования для контроля качества (оценивания соответствия) различных объектов, в том числе строительных материалов и изделий, предпринимались и ранее. Так, в § 6.6 стандарта ISO 12491:1997 ([12]) в качестве метода для оценки квантилей статистического распределения прочности в популяции бетона предлагается простая процедура, основанная на порядковых статистиках. Выборку измерений (единичных резуль-

татов испытаний) $f_{c1}, f_{c2}, \dots, f_{cN}$ преобразуют в вариационный (ранжированный) ряд $f_{c(1)} \leq f_{c(2)} \leq \dots \leq f_{c(R)} \leq \dots \leq f_{c(N)}$, в котором ранги членов ряда $r = 1, 2, \dots, N$ целочисленные, если отсутствуют т.н. «связки» из совпадающих измерений. После этого оценка \hat{f}_p квантили заданного уровня p (например, уровень $p = 0,05$ соответствует оцениванию характеристического значения прочности материала f_{ck}) определяется как член ряда ранга $r = k + 1$: $f_p = f_{c(k+1)}$, где k – целое число, удовлетворяющее неравенству $k \leq pN < k + 1$. Данная процедура малоэффективна при небольших объемах выборки (т.е. в большинстве практических случаев). Так, если $p = 0,05$, то условие $pN < 1$ будет выполняться при всех $N < 20$, т.е. практически для всего этапа начального производства бетона. Тогда в качестве оценки квантили приходится принимать первый член вариационного ряда $f_{c(1)} = f_{c \min} = \min_i f_{ci}$, а такая оценка будет определено завышенной.

Действительно, единичные результаты испытаний, близкие к значению квантили невысокого (как и в рассматриваемом примере) уровня, вообще редко попадают в выборку малого объема. Например, если выполнено $N = 6$ измерений, истинная квантиль $f_{0,05} = f_{ck}$ не превысит $f_{c \min}$ с вероятностью 0,735 (т.е. почти в 3/4 случаев). Чтобы утверждать, что квантиль f_p с вероятностью не менее 0,5 войдет в диапазон $[f_{c \min}, f_{c \max}]$, необходимо выполнение условия $N \geq \log 0,5 / \log(1-p)$. Для типового значения $p = 0,05$ имеем: $N \geq 14$. Таким образом, истинное характеристическое значение прочности f_{ck} , при испытаниях на этапе начального производства бетона, практически всегда будет меньше (возможно, даже существенно) минимального значения выборки. Другими словами, обеспеченность (надежность) оценки по методике ISO 12491:1997 невысока (а точнее, в общем-то, неизвестна).

В стандарте ISO 12491:1997 ([12]) приведено также аналитическое выражение для плотности распределения оценки квантили, которое, по сути, неприменимо на практике, поскольку содержит вероятностные функцию и плотность распределения генеральной совокупности (если речь идет о некоторой оцениваемой популяции, то они априори неизвестны, а генеральная совокупность, как известно, является гипотетической). Стандарт содержит также рекомендации по оценке квантилей даже для малых (вплоть до $N = 3$) выборок. Однако они основаны на предположении о нормальном распределении совокупности, к тому же связаны с необходимостью вычисления параметров среднего и среднеквадратичного отклонения, поэтому фактически отношения к порядковым статистикам не имеют.

Новый критерий разработан на основе известного способа интервального оценивания квантилей, использующего свойства непараметрических статистик [13, 14], согласно которому вычисляется вероятность принадлежности квантили f_p заданного уровня p любому непараметрическому интервалу $[f_{c(r)}, f_{c(s)}]$ вариационного ряда. Если принять ранги ряда целочисленными, а интервалы определять только соседними статистиками $f_{c(r)}$ и $f_{c(r+1)}$, искомые вероятности находят из биномиального распределения:

$$\Pr \left\{ f_{ck} \in [f_{c(r)}, f_{c(r+1)}] \right\} = g(r, r+1) = \binom{N}{r} p^r (1-p)^{N-r}.$$

Заметим, что значению $r = N$ соответствует вероятность $g(N, \dots)$ принадлежности квантили теоретически бесконечному интервалу $[f_{c \max}, \infty)$, а значению $r = 0$ – вероятность $g(\dots, 1)$ принадлежности физически корректному (для параметра прочности бетона) интервалу

$(0, f_{c \min}]$. С учетом этого могут быть найдена оценка $\hat{G}(f_p)$ функции распределения искомой квантили во всех точках, определенных имеющимися статистиками $f_{c(1)}, \dots, f_{c(N)}$.

$$\hat{G}(f_{c(1)}) = g(\dots, 1), \quad \hat{G}(f_{c(r+1)}) = \hat{G}(f_{c(r)}) + g(r, r+1).$$

Для целей управляемого статистического оценивания соответствия прочности бетона практическую значимость имеет задача получения оценки «снизу» искомой квантили с произвольно задаваемой (или хотя бы известной) обеспеченностью. Под обеспеченностью (коэффициентом доверия) γ оценки $\hat{f}_{p,\gamma}$ квантили уровня p здесь понимается вероятность того, что оценка не превысит истинного значения квантили, поэтому она является кумулянтной функцией распределения квантили: $\gamma = \text{Pr} \{ \hat{f}_{p,\gamma} \leq f_p \} = 1 - G(f_p)$. Заметим, что вероятность $P_a(\theta)$ приемки партии бетона, который имеет фактическую дефектность $\theta = p$, составит: $P_a(p) = 1 - \gamma$.

Так, например, можно сформулировать задачу нахождения положения медианы квантили как оценки с 50-процентной обеспеченностью: $\hat{f}_{p,0.5} = \text{Me}(f_p)$, решение которой сводится к поиску корня уравнения $G(f_p) = P_a(p) = 1 - \gamma = 0,5$. Проблема, однако, состоит в том, что имеющаяся точечная оценка $\hat{G}(f_p)$ непосредственно определяет только лишь разрывную и неубывающую, а не непрерывную строго возрастающую функцию. Поэтому, для построения эффективного критерия оценивания соответствия необходимо применять к оценке $\hat{G}(f_p)$ некоторую непрерывную аппроксимацию. Исходя из целей разрабатываемого критерия, аппроксимацию будем выполнять не по всей области определения случайной величины f_p , а только в некоторой окрестности искомого решения. Так, например, если имеется выборка из $N = 14$ измерений, то решение $\hat{f}_{0,05,0.5}$ (медиана квантили уровня $p = 0,05$) лежит в интервале $[f_{c(1)}, f_{c(2)}]$, следовательно, задача сводится к интерполяции между статистиками с первым и вторым рангами. Во всех же случаях $N < 14$ искомое решение находится в интервале $(0, f_{c \min}]$, поэтому необходима уже процедура экстраполяции.

Применяя к шкале вероятности P_a подходящее нелинейное преобразование (например, в виде обратной функции Лапласа), задачу можно свести к линейной (в окрестности искомого решения) интерполяции либо экстраполяции величины f_p по функции регрессии, которую в общем случае находят методом наименьших квадратов. Если ограничиться тремя первыми членами вариационного ряда $f_{c(1)}, f_{c(2)}$ и $f_{c(3)}$, эквивалентное решение может быть получено известным способом линейного выравнивания (сглаживания) по трем точкам [15]. Важным обстоятельством является существенное различие длины интервалов $[f_{c(1)}, f_{c(2)}]$ и $[f_{c(2)}, f_{c(3)}]$ как на исходной, так и на нелинейно преобразованной шкале фактора. Это требует вычисления новых коэффициентов формул трехточечного выравнивания для конкретного соотношения длин интервалов, кроме того, определенной коррекции могут подвергаться также сами процедуры метода наименьших квадратов [16].

При использовании трех первых членов вариационного ряда оценку квантили можно выполнить даже для малых (начиная с $N = 3$) выборок. Для выборок же большего размера использование при оценивании только трех наименьших значений результатов испытания прочности, по меньшей мере, весьма удобно с точки зрения простоты.

Таким образом, оценку квантили необходимого уровня p с заданной обеспеченностью γ можно представить как нормированную линейную комбинацию трех первых порядковых статистик эмпирического ряда измерений, либо в эквивалентной форме с использованием интервалов между этими статистиками:

$$\hat{f}_{p,\gamma} = af_{c(1)} + bf_{c(2)} + cf_{c(3)} = f_{c(1)} - \lambda_1 [f_{c(2)} - f_{c(1)}] - \lambda_2 [f_{c(3)} - f_{c(2)}], \quad (1)$$

где a , b и c – коэффициенты линейной комбинации, нормированные условием $a + b + c = 1$; $\lambda_1 = a - 1$, $\lambda_2 = -c$ – тестовые коэффициенты.

Нормировка коэффициентов a , b и c означает, что корректно учитывается параметр положения случайной величины f и обеспечивается несмещенность оценки искомой квантили. Поскольку оценка включает величины интервалов между порядковыми статистиками, в ней учтен также параметр масштаба, т.е. степень рассеяния случайной величины. Таким образом, среднее арифметическое и выборочная дисперсия измерений случайной величины f не вычисляются. Все коэффициенты оценки (1) зависят от параметров p и γ , а также общего числа N результатов единичных испытаний. Типичные значения λ_1 и λ_2 при малых N – положительные, т.к. квантиль невысокого уровня при этом обычно меньше значения $f_{c(1)}$. Эти коэффициенты растут с увеличением γ и снижаются с увеличением p и N вплоть до отрицательных значений.

Оценка $\hat{f}_{0,05,\gamma}$ квантили уровня $p = 0,05$ фактически является эстиматором характеристической прочности бетона, имеющим обеспеченность (доверительную вероятность) γ , и поэтому может применяться для установления (с той же обеспеченностью γ) соответствия бетона заданному классу путем сравнения ее с нормированной для этого класса характеристической прочностью:

$$\hat{f}_{0,05,\gamma} \geq f_{ck}. \quad (2)$$

2.3. Новый критерий соответствия прочности бетона

Критерий соответствия прочности бетона некоторому классу со значением характеристической прочности f_{ck} основан на выражениях (2) и (1) и представлен в следующем виде:

$$f_{c \min} \geq f_{ck} + \lambda_1 \Delta_{2-1} + \lambda_2 \Delta_{3-2}, \quad (3)$$

где $f_{c \min} = \min_i f_{ci} = f_{c(1)}$ – наименьшее значение в группе из N последовательных единичных результатов f_{ci} испытаний ($3 \leq N \leq 15$); $\Delta_{2-1} = f_{c(2)} - f_{c(1)}$ и $\Delta_{3-2} = f_{c(3)} - f_{c(2)}$ – неотрицательные разности; $f_{c(1)}$, $f_{c(2)}$ и $f_{c(3)}$ – соответственно, первая, вторая и третья порядковые статистики, т.е. первый, второй и третий члены вариационного ряда, составленного по возрастанию единичных результатов f_{ci} испытаний, λ_1 , λ_2 – безразмерные тестовые коэффициенты, которые зависят от объема N выборки результатов испытаний и от заданной обеспеченности γ оценки ($\gamma = 1 - P_a^*$, где $P_a^* = P_a(\theta = 0,05)$ – вероятность приемки партии произведенного бетона, имеющего нормативную дефектность $\theta = 5\%$).

Значения тестовых коэффициентов, найденные для нескольких уровней обеспеченности искомой квантили и округленные до сотых долей, приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Тестовые коэффициенты λ_1, λ_2 критерия (3) соответствия прочности бетона для выборки объема N при различной обеспеченности оценки квантили

N	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Обеспеченность $\gamma = 0,50$ (соответствует вероятности приемки бетона $P_a^* = 0,5$)													
λ_1	0,38	0,38	0,34	0,28	0,23	0,17	0,11	0,05	0,0	-0,05	-0,10	-0,14	-0,19
λ_2	0,68	0,66	0,62	0,56	0,50	0,44	0,39	0,34	0,29	0,24	0,20	0,15	0,12
Обеспеченность $\gamma = 0,75$ (соответствует вероятности приемки бетона $P_a^* = 0,25$)													
λ_1	1,06	1,16	1,15	1,10	1,03	0,96	0,88	0,805	0,73	0,66	0,59	0,52	0,46
λ_2	1,32	1,39	1,37	1,32	1,26	1,18	1,11	1,04	0,97	0,90	0,84	0,78	0,72
Обеспеченность $\gamma = 0,90$ (соответствует вероятности приемки бетона $P_a^* = 0,1$)													
λ_1	2,27	2,57	2,63	2,60	2,52	2,42	2,31	2,21	2,09	1,98	1,88	1,77	1,67
λ_2	2,48	2,73	2,77	2,73	2,65	2,56	2,45	2,35	2,24	2,14	2,04	1,94	1,85

2.4. Верификация нового критерия соответствия

Одним из традиционных методов верификации планов выборочного контроля является применение оперативных характеристик – кривых ОС (англ. *operating characteristic*), связывающих вероятность приемки P_a с дефектностью θ анализируемой популяции.

Построение оперативных характеристик выполняли с применением метода симуляций Монте-Карло. Устанавливался один из вероятностных законов распределения параметра прочности (в качестве базового принималось нормальное распределение, усеченное квантилями уровней 0,01 и 0,96). Генерировалось не менее 5 000 000 случайных выборок – групп $\{f_{c1}, f_{c2}, \dots, f_{cN}\}$ из N ($N = 3, 4, 5, \dots, 15$) результатов, фактическая дефектность θ которых (т.е. доля результатов ниже характеристической прочности f_{ck}) варьировалась от 0 до 25%. Каждая полученная группа подвергалась «фильтрации» с применением предложенного критерия (3), а вероятность приемки P_a определялась как доля групп, удовлетворяющая критерию.

Графическое изображение оперативных характеристик (кривых ОС), соответствующих медиане 5%-квантили (обеспеченности $\gamma = 0,50$) для различного объема N выборки единичных испытаний приведено на рисунке 1, на котором отмечены также предложенные L. Таегве ([7]) «неэкономичная» область, соответствующая условию $\theta \leq 0,05(1 - P_a)$, а также «небезопасная» область, соответствующая условию $\theta \cdot P_a \geq 0,05$.

Из данных графиков следует, что при обеспеченности $\gamma = 0,50$ кривые ОС попадают в неэкономичную зону лишь при очень низкой (менее 2%) дефектности бетона, при этом весьма далеко отстоят от небезопасной зоны. Кривые среднего уровня выходного качества $AOQ(\theta) = \theta \cdot P_a(\theta)$ для этой же обеспеченности, представленные на рисунке 2, подтверждают, что с увеличением размера оцениваемой группы показатель AOQ падает весьма существенно, вплоть до величины 2,5%.

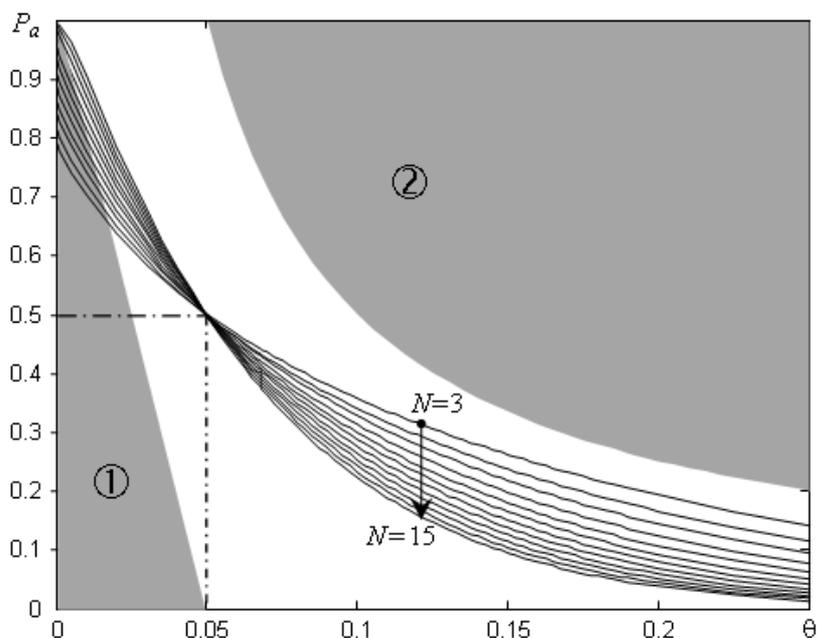


Рисунок 1 – Кривые ОС для критерия (3) при обеспеченности $\gamma = 0,50$
 1 – неэкономичная область; 2 – небезопасная область

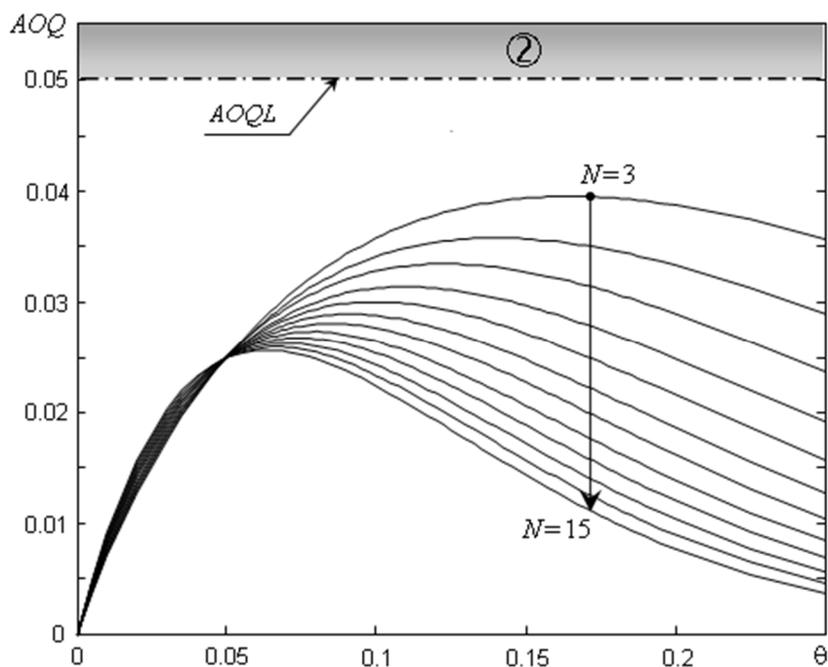


Рисунок 2 – Кривые AOQ для критерия (3) при обеспеченности $\gamma = 0,50$

В целях экономического оценивания представляется целесообразным максимально возможно повысить величину среднего уровня выходного качества, исходя из требования $AOQ_{\max} \square AOQL = 5\%$. Для этого необходимо управляемо понижать, с увеличением N , величину обеспеченности γ искомой квантили. В результате численного моделирования были определены значения коэффициентов λ_1 и λ_2 , соответствующие экономичному оцениванию. В связи с тем, что в данном варианте оценивания для всех $3 \leq N \leq 15$ с высокой точно-

стью выполнялось соотношение $\lambda_2 - 0,3 \leq \lambda_1$, критерий (3) можно упростить за счет исключения одного из переменных тестовых коэффициентов:

$$f_{c \min} \geq f_{ck} - 0,3 \Delta_{2-1} + \lambda \Delta_{3-1}, \quad (4)$$

где $\Delta_{3-1} = f_c(3) - f_c(1)$, $\Delta_{2-1} = f_c(2) - f_c(1)$ – неотрицательные разности;

$\lambda = \lambda_2$ – безразмерный тестовый коэффициент, который зависит от объема N выборки.

Значения единственного тестового коэффициента λ , округленные до сотых долей, приведены в таблице 2. Обеспеченность γ оценки квантили при увеличении объема выборки N от 3 до 15 снижается с 0,44 до 0,18. Соответствующие такому оцениванию кривые ОС и АОQ представлены на рисунках 3 и 4.

В случае применения нового критерия, в отличие от EN 206:2013, оценивание производится с применением всех единичных результатов испытаний, полученных за оценочный период (без деления на группы $n = 3$). При этом совершенно логично, что увеличение количества единичных результатов испытаний ведет к увеличению вероятности P_a приемки пригодного бетона (бетона с низкой дефектностью, см. рис. 3). При достижении $N = 15$ кривая ОС практически точно совпадает с кривой ОС составного критерия, предложенного для стадии непрерывного производства (метод В, EN 206:2013). В этом случае появляется возможность реализации единого методологического подхода к оцениванию соответствия прочности бетона без деления на стадии начального и непрерывного производства. При этом, как было показано нами ранее [4, 5], результат оценивания не зависит от стандартного отклонения и вида функции распределения прочности в популяции произведенного бетона.

Таблица 2 – Тестовый коэффициент λ критерия соответствия прочности бетона для экономичного оценивания выборки объема N

N	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
λ	0,60	0,50	0,38	0,26	0,16	0,07	-0,01	-0,08	-0,14	-0,20	-0,25	-0,30	-0,34

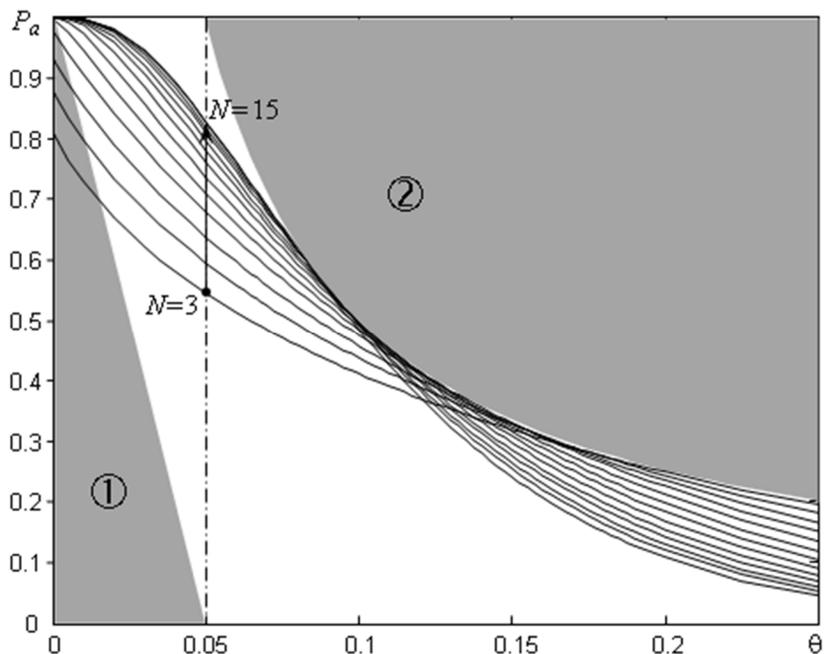


Рисунок 3 – Кривые ОС для критерия (4) при $AOQ_{max} \square AOQL = 5\%$

1 – неэкономичная область; 2 – небезопасная область

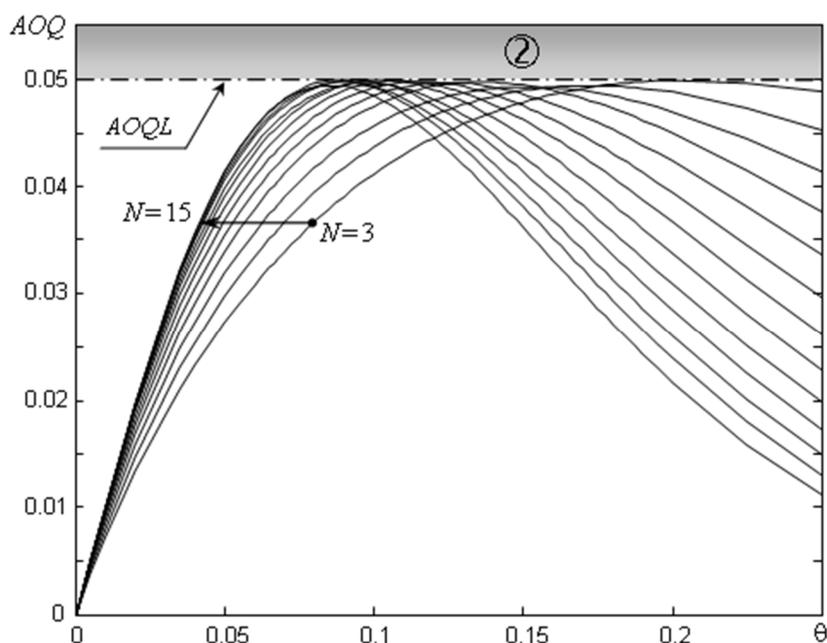


Рисунок 4 – Кривые AOQ для критерия (4) при $AOQ_{max} \square AOQL = 5\%$

Важным достоинством нового критерия является возможность управляемой калибровки тестовых коэффициентов. Так, можно достичь любой наперед заданной вероятности приемки P_a^* бетона, произведенного с нормативной дефектностью (пример см. в таблице 1), либо обеспечить задаваемый предел среднего уровня выходного качества, балансируя тем самым риски изготовителя и потребителя. Графики, представленные на рисунке 4, показывают, что система коэффициентов в критерии (4) была откалибрована таким рациональным образом, чтобы независимо от количества единичных результатов испытаний, подвергаемых оцениванию, получить равные наибольшие значения AOQ , близкие к пределу $AOQL = 5\%$.

Влияние на новый критерий автокорреляции, потенциально присутствующей в выборке результатов измерений прочности, можно охарактеризовать следующим образом. Процедура ранжирования (построения вариационного ряда) единичных результатов f_{ci} сама по себе в определенной мере разрушает их исходную последовательность, а значит, и возможную корреляцию. Корреляция в полученном вариационном ряде может сохраниться, если при измерениях будет получено несколько подряд очень высоких («хороших») или, напротив, очень малых («плохих») значений прочности. Поскольку в новом критерии используются только три первые статистики, то первый случай никак не повлияет на результат оценивания (увеличится только объем N выборки, при этом тестовые коэффициенты, как следует из таблиц 1 и 2, снижаются). Второй случай означает уменьшение величины одной или нескольких из трех первых порядковых статистик. Уменьшение первой статистики $f_{c(1)} = f_{c \min}$ практически всегда снизит оценку искомой квантили. Уменьшение одной или двух других (кроме первой) порядковых статистик приведет к уменьшению разностей, присутствующих в выражениях (3) и (4). Оценка квантили может при этом как снизиться, так и возрасти (если тестовые коэффициенты положительны, т.е. при малых N).

Таким образом, автокорреляция «хороших» результатов испытаний прочности никак не влияет на результат оценивания, равно как и корреляция «средних» результатов, которая разрушается процедурой ранжирования. Влияние корреляции «плохих» результатов испытаний прочности (как в сторону снижения, так и в сторону увеличения оценки характеристической

прочности) учитывается в новом критерии автоматически, поэтому предварительное исследование единичных результатов на предмет возможной автокорреляции не требуется.

Новый критерий является одиночным, во всех формах (1), (3) и (4) его записи отсутствуют какие-либо слагаемые в виде абсолютных величин прочности, кроме того, как указывалось выше, он нормирован с учетом сохранения параметра положения случайной величины. Поэтому результат оценивания не будет зависеть ни от формы контрольного образца, применяемого для получения единичных результатов испытаний, ни от способа получения этих результатов (прямые разрушающие испытания или косвенные измерения неразрушающими методами).

Заключение

Разработанная методология оценивания соответствия прочности бетона, основанная на применении порядковых статистик, меняет подходы и снимает противоречия критериев, сформулированных в EN 206:2013 для стадии начального производства, когда оценивание выполняется в условиях ограниченной статистической информации о популяции произведенного бетона.

В отличие от требований EN 206:2013 оценивание производится с использованием всех доступных единичных результатов испытаний, полученных за оценочный период без деления на группы $n = 3$ (увеличение количества занимаемых результатов ведет к повышению вероятности приемки). При этом результат оценивания не зависит от величины стандартного отклонения в анализируемой популяции, на него практически не влияет тип вероятностного распределения прочности. Кроме того, не требуется проверка исходной выборки измерений на наличие автокорреляции. Важно подчеркнуть также, что на результат оценивания не оказывает влияния также способ получения единичных результатов испытаний (форма образца, прямое или косвенное измерение).

Главным преимуществом предложенного критерия является то, что он статистически обоснован и универсален. При его практическом применении существенно снижается ошибка первого рода, т.е. риски производителя, связанные с отбраковкой пригодных партий произведенного бетона.

Разработанная универсальная процедура вычисления эстиматора (оценки) характеристической прочности бетона с применением нового одиночного критерия, основанного на порядковых статистиках, применима как при оценивании соответствия прочности произведенного бетона, так и при оценивании прочности бетона в существующих конструкциях в условиях ограниченной статистической информации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность [Текст]: Технический регламент Республики Беларусь, ТР 2009/013/ВУ. – Минск, Госстандарт, 2012. – 21 с.
2. EN 206:2013 Concrete – Specification, performance, production and conformity. – CEN, Brussels, 2014. – 94 p.
3. СТБ 206:2016. Бетон – Спецификация, свойства, производство и соответствие (*проект, окончательная редакция*).
4. Тур, В.В. О применении критериев соответствия прочности бетона согласно СТБ-EN 206-1:2000 [Текст] / В.В.Тур, С.С.Дереченник, А.С.Дереченник // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. трудов БелНИИС, 2012. – С. 152–177.
5. Тур, В.В. Статистический контроль прочности бетона на сжатие в соответствии с требованиями EN 206-1:2000 и ГОСТ 18105-2010 [Текст] / В.В.Тур, С.С.Дереченник, Э.Цигельска, А.С.Дереченник // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 113–136.
6. Taerwe, L. Conformity control of concrete: some basic aspects / L.Taerwe, R.Caspelle // Proc. 4th Int. Probabilistic Symposium, Berlin, Germany, 12th-13th October 2006. – P. 57–70.
7. Caspelle, R. Numerical Bayesian updating of prior distribution for concrete strength properties considering conformity control / R.Caspelle, L.Taerwe // Advances in Concrete Construction. – 2013. – Vol. 1, No 1. – P. 85–102.
8. Beal, A.N. Concrete strength testing – are the code writers getting it right? // The Structural Engineer. – 2009. – No. 87(10). – P. 73–78.
9. Beal, A.N. Concrete specification and testing – is BS EN 206 fit for purpose? // Concrete. – 2014. – No. 48(3). – P. 35–36.
10. Clear, Ch. EN 206:2013 is fit for purpose // Concrete. – 2014. – No. 49(4). – P. 11–13.

11. Skrzypczak, I. Analysis of criteria of quality assessment for concrete and their influence on risk of the producer and client recipient. – OWPRz, Rzeszow, 2013. – 137 p.
12. ISO 12491:1997 Statistical methods for quality control of building materials and components. – IOS, Genève. – 30 p.
13. David, H.A. Order statistics, 2nd ed. – John Wiley & Sons, New York, 1981. – 360 p.
14. Кобзарь, А.И. Прикладная математическая статистика. Для инженеров и научных работников [Текст] / А.И. Кобзарь. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2006. – 816 с.
15. Формалев, В.Ф. Численные методы [Текст] / В.Ф.Формалев, Д.Л.Ревизников. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2004. – 400 с.
16. Дереченник, С.С. Интегральная оценка качества регрессионных моделей [Текст] / С.С. Дереченник, А.В. Дмитриева, С.С. Дереченник-мл. // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2009. – № 5(59): Физика, математика, информатика. – С. 49–54.

Тур Виктор Владимирович

Брестский государственный технический университет, г. Брест, Республика Беларусь
Доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой технологии бетона и строительных материалов
E-mail: tur.s320@mail.ru

Дереченник Станислав Станиславович

Брестский государственный технический университет, г. Брест, Республика Беларусь
Кандидат технических наук доцент, зав. кафедрой электронных вычислительных машин и систем
E-mail: ssderechennik@gmail.com

V. TUR, S. DERECHENNIK

A NEW CONFORMITY CRITERION FOR CONCRETE STRENGTH ASSESSMENT UNDER LIMITED GROUPS OF THE TEST RESULTS

A new conformity criterion for concrete strength assessment that could be used at the initial production stage, when number of the tests results in no more than 15. As an innovate conformity criterion was evaluated based on order statistics theory, it is independent from the type of the probability density function (PDF) in population, estimation of the standard deviation, shape of the specimen and the level of autocorrelation of the test result. Proposed criterion was evaluated and positively verified both AOQL-concept using Monte-Carlo simulation and the test result obtained under real production.

Keywords: concrete, strength, conformity, assessment, criterion, order statistics.

BIBLIOGRAPHY

1. Zdaniya i sooruzheniya, stroitel'nyye materialy i izdeliya. Bezopasnost' : Tekhnicheskii reglament Respubliki Belarus, TR 2009/013/BY. – Minsk, Gosstandart, 2012. – 21 s.
2. EN 206:2013 Concrete – Specification, performance, production and conformity. – CEN, Brussels, 2014. – 94 p.
3. STB 206:2016. Beton – Specifikacija, svoystva, proizvodstvo i sootvetstviye (*draft, final version*).
4. Tur, V.V. O primenenii kriteriyev sootvetstviya prochnosti betona согласно STB-EN 206-1:2000 / V.V.Tur, S.S.Derechennik, A.S.Derechennik // Problemy sovremennogo betona i zhelezobetona: sbornik nauchnykh trudov BelNIIS, 2012. – S. 152–177.
5. Tur, V.V. Statisticheskii kontrol' prochnosti betona na szhatiye v sootvetstvii s trebovaniyami EN 206-1:2000 i GOST 18105-2010 / V.V.Tur, S.S.Derechennik, E.Shchigel'ska, A.S.Derechennik // Vestnik Brestskogo Tekhnicheskogo Universiteta. – 2014. – № 1(85): Stroitel'stvo i arkhitektura. – S. 113–136.
6. Taerwe, L. Conformity control of concrete: some basic aspects / L.Taerwe, R.Caspelle // Proc. 4th Int. Probabilistic Symposium, Berlin, Germany, 12th-13th October 2006. – P. 57–70.
7. Caspelle, R. Numerical Bayesian updating of prior distribution for concrete strength properties considering conformity control / R.Caspelle, L.Taerwe // Advances in Concrete Construction. – 2013. – Vol. 1, No 1. – P. 85–102.
8. Beal, A.N. Concrete strength testing – are the code writers getting it right? // The Structural Engineer. – 2009. – No. 87(10). – P. 73–78.
9. Beal, A.N. Concrete specification and testing – is BS EN 206 fit for purpose? // Concrete. – 2014. – No. 48(3). – P. 35–36.
10. Clear, Ch. EN 206:2013 is fit for purpose // Concrete. – 2014. – No. 49(4). – P. 11–13.
11. Skrzypczak, I. Analysis of criteria of quality assessment for concrete and their influence on risk of the producer and client recipient. – OWPRz, Rzeszow, 2013. – 137 p.

12. ISO 12491:1997 Statistical methods for quality control of building materials and components. – IOS, Genève. – 30 p.
13. David, H.A. Order statistics, 2nd ed. – John Wiley & Sons, New York, 1981. – 360 p.
14. Kobzar', A.I. Prikladnaya matematicheskaya statistika. Dlya inzhenerov i nauchnykh rabotnikov / A.I. Kobzar'. – M.: FIZMATLIT, 2006. – 816 s.
15. Formalyov, V.F. Chislennye metody / V.F.Formalyov, D.L.Reviznikov. – M.: FIZMATLIT, 2004. – 400 s.
16. Derechennik, S.S. Integral'naya otsenka kachestva regressionnykh modeley / S.S.Derechennik, A.V.Dmitrieva, S.S.Derechennik-ml. // Vestnik Brestskogo Tekhnicheskogo Universiteta. – 2009. – № 5(59): Fizika, matematika, informatika. – S. 49–54.

V. Tur

Brest State Technical University, Brest, Belarus

Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Dept. Concretes Technologies and Buildings Materials

E-mail: tur.s320@mail.ru

S. Derechennik

Brest State Technical University, Brest, Belarus

Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Head of Dept. Computers and Systems

E-mail: ssderechennik@gmail.com

УТКИН В.С., СОЛОВЬЕВ С.А.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНОЙ НАГРУЗКИ НА МЕТАЛЛИЧЕСКУЮ БАЛКУ ПО КРИТЕРИЮ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ (ПРОГИБА) НА СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

В статье предложены методы определения предельной нагрузки (меры несущей способности) на эксплуатируемые металлические балки по критерию жесткости (прогиба) с учетом угловой жесткости опорных закреплений. Рассмотрены расчетные схемы с различными вариантами приложения нагрузки на балки. К каждому расчетному случаю приводится числовой пример определения предельной нагрузки на балку. Статья направлена на реализацию требований Закона РФ №384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» в области обеспечения механической безопасности строительных конструкций. Статью можно рассматривать как руководство при обследовании для эксплуатирующих организаций.

Ключевые слова: несущая способность, предельная нагрузка, металлическая балка, жесткость опор, прогиб, безопасность

С 2014 г. введен в действие Межгосударственный стандарт ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга». Целью обследований по данному стандарту является установление уровня технического состояния в зависимости от «доли снижения несущей способности и эксплуатационных характеристик». Первое обследование технического состояния необходимо произвести не позднее чем через 2 года после ввода здания в эксплуатацию. Также стандартом указано на необходимость проведения поверочных расчетов конструкций по всем критериями работоспособности с введением в расчет уточненных расчетных схем. По ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований», несущая способность – это максимальный эффект воздействия, реализуемый в строительном объекте без превышения предельных состояний. Мерой несущей способности служит предельная нагрузка. Несущая способность является одним из показателей механической безопасности строительных конструкций, наряду с надежностью и остаточным временным ресурсом. Крупные аварии строительных конструкций в России и за рубежом, в том числе в Омске и Перми летом 2015 г., в Междуреченске в мае 2016 г. могут свидетельствовать о том, что количественная оценка механической безопасности строительных конструкций еще не получила достаточного внедрения в практику обследования зданий и сооружений на стадии эксплуатации, особенно при капитальном ремонте и реконструкции.

Несущая способность металлических балок характеризуется значением предельной нагрузки, определяемой критериями ее прочности и жесткости. Проблема определения предельной нагрузки по критерию прочности для наиболее распространенных видов загрузки балки была рассмотрена в работе авторов [1]. Однако несущая способность балки может определяться не только прочностью балки, но и ее жесткостью или перемещениями (линейными и угловыми). Оценка уровня безопасности эксплуатации или надежность балки определяется по всем критериям работоспособности, как для условной последовательной механической системы (в понятиях теории надежности), элементами которой условно являются прочность и жесткость балки: $P = P_1 \cdot P_2$, где P, P_1, P_2 – вероятность безотказной работы балки в целом (P) и отдельно по критерию прочности (P_1) и жесткости (P_2). В связи с этим определение предельной нагрузки на металлические балки на стадии эксплуатации проводится по двум критериям ее работоспособности - прочности и жесткости, и принимается наименьшая, а при определении надежности (безопасности) учитываются одновременно оба критерия. Методика определения несущей способности железобетонных балок по критерию жесткости (прогиба) предложена в работе [2], однако без учета угловых жесткостей опор балок, т.е. статически определяемых. Определение предельной нагрузки на железобетонные балки при наличии трещин в бетоне, рассмотрено в работе [3]. Влияние пожара на несущую

способность и жесткость металлических балок при обследовании анализируется в работах [4, 5]. Расчет жесткости балки вероятностно-статистическими методами рассмотрен в статье [6]. Совершенствование способов для геодезического контроля перемещений в балке при выявлении ее технического состояния рассмотрено в работе [7]. Теоретические основы расчета балок и рам с учетом угловой и линейной жесткостей опор можно найти в работах [8, 9, 10] и др.

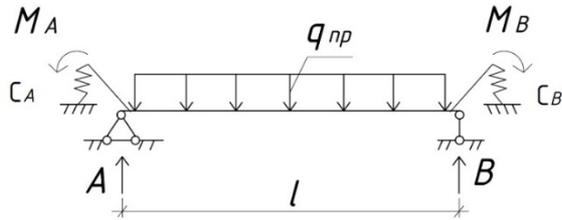


Рисунок 1 - Расчетная схема балки

упругоподатливых опор, расчетная схема балки становится статически неопределимой, а жесткость балки повышается. На стадии проектирования в расчетах балок на прочность и жесткость невозможно учесть влияние жесткости опорных закреплений балок, т.к. в процессе эксплуатации жесткость таких балок претерпевает естественное уменьшение по причине деградации материалов и соединений и, соответственно, снижение несущей способности балок. Таким образом, задача определения предельной нагрузки по условию жесткости балок является актуальной задачей при оценке уровня безопасности эксплуатации балок, что должно учитываться при оценке технического состояния балок. Рассмотрим примеры определения предельной нагрузки $q_{пр}$ на металлическую балку по критерию ее жесткости с учетом угловой жесткости опор A и B , условно представленных на рис. 1 с «пружинами» и обозначенных C_A и C_B .

Для расчетной схемы по рис. 1 можно записать: $M_A = X_1 = \varphi_A C_A$, $M_B = X_2 = \varphi_B C_B$, где φ_A и φ_B – углы поворота сечений балки на опорах A и B , X_1 и X_2 – неизвестные значения реакций в обозначении статически неопределимых систем метода сил. Определение угловых жесткостей C_A и C_B описано в работе авторов [1], и в дальнейшем будем считать их известными. Система канонических уравнений метода сил имеет вид:

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1F} = -\varphi_A \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2F} = -\varphi_B \end{cases}, \text{ или } \begin{cases} (\delta_{11}C_A + 1)\varphi_A + \delta_{12}C_B\varphi_B + \Delta_{1F} = 0 \\ \delta_{21}C_A\varphi_A + (\delta_{22}C_B + 1)\varphi_B + \Delta_{2F} = 0 \end{cases} \quad (1)$$

По правилам строительной механики [11] имеем: $\delta_{11} = \frac{l}{3EJ}$; $\delta_{22} = \frac{l}{3EJ}$; $\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{l}{6EJ}$;

$\Delta_{1F} = \Delta_{2F} = -\frac{q_{пр}l^3}{24EJ}$, где EJ – жесткость металлической балки при изгибе.

В (1) имеем три неизвестных φ_A , φ_B и $q_{пр}$. Для решения задачи составим дополнительное уравнение, используя условие непревышения наибольшего прогиба балки y_{max} предельного прогиба f_{ult} , установленного нормативными документами по условию жесткости балки. Для этого из $\sum M_B = 0$ найдем реакцию $A = (0.5ql^2 + \varphi_A C_A - \varphi_B C_B)/l$. По методу начальных параметров с учетом выражения реакции A имеем:

$$y(x) = -\varphi_A x - C_A \varphi_A \frac{x^2}{2EJ} + \left(\frac{0.5ql^2 + \varphi_A C_A - \varphi_B C_B}{l} \right) \frac{x^3}{6EJ} - \frac{qx^4}{24EJ} \quad (2)$$

Определение предельной нагрузки для статически определимых балок по условию жесткости на стадии проектирования и эксплуатации не представляет проблемы и осуществляется методами строительной механики [11] из условия: $\Delta_{max} \leq \Delta_{ult}$, где Δ_{ult} – нормируемое предельное перемещение; Δ_{max} – максимальное перемещение, зависящее от вида нагрузки, вида материала балки и от вида расчетной схемы балки. При наличии

Для нахождения места наибольшего прогиба балки y_{\max} , продифференцируем (2) по x и найдем $x_{кр}$ для $y_{\max}(x_{кр})$ из $\frac{dy(x)}{dx} = 0$.

$$\frac{dy(x)}{dx} = -\varphi_A - C_A \varphi_A \frac{x}{EJ} + \left(\frac{0.5ql^2 + \varphi_A C_A - \varphi_B C_B}{l} \right) \frac{x^2}{2EJ} - \frac{qx^3}{6EJ} = 0. \quad (3)$$

Решая систему уравнений (1), выразим значения $\varphi_A(q_{np})$ и $\varphi_B(q_{np})$ через q_{np} :

$$\begin{cases} \varphi_A(q_{np}) = \frac{q_{np} l^3 (6EJ + C_B l)}{12(12E^2 J^2 + C_A C_B l^2 + 4lEJ(C_A + C_B))}, \\ \varphi_B(q_{np}) = \frac{q_{np} l^3 (6EJ + C_A l)}{12(12E^2 J^2 + C_A C_B l^2 + 4lEJ(C_A + C_B))}. \end{cases} \quad (4)$$

Введем обозначения в (4) для сокращения записей:

$$k_A = \frac{l^3 (6EJ + C_B l)}{12(12E^2 J^2 + C_A C_B l^2 + 4lEJ(C_A + C_B))}, \quad k_B = \frac{l^3 (6EJ + C_A l)}{12(12E^2 J^2 + C_A C_B l^2 + 4lEJ(C_A + C_B))}.$$

Подставляя значения $\varphi_A(q_{np}) = q_{np} k_A$ и $\varphi_B(q_{np}) = q_{np} k_B$ из (4) в (3), найдем значение $x_{кр}$ из кубического уравнения:

$$-\frac{x_{кр}^3}{6EJ} + \left(\frac{0.5l^2 + k_A C_A - k_B C_B}{l} \right) \frac{x_{кр}^2}{2EJ} - C_A k_A \frac{x_{кр}}{EJ} - k_A = 0, \quad (5)$$

которое должно удовлетворять решению $0 < x_{кр} < l$.

Решая (5) в компьютерной программе, например MathCAD [12], находим значения корней $x_{кр}$, одно из которых находится на участке длины балки l . При известных $x_{кр}$, ранее введенных коэффициентов k_A , k_B , выражений $\varphi_A(q_{np})$ и $\varphi_B(q_{np})$ по (4), уравнение (2) с учетом $y(x) = f_{ult}$ можно записать в виде:

$$f_{ult} = -\frac{q_{np} x_{кр}^4}{24EJ} + \left(\frac{0.5q_{np} l^2 + q_{np} k_A C_A - q_{np} k_B C_B}{l} \right) \frac{x_{кр}^3}{6EJ} - C_A q_{np} k_A \frac{x_{кр}^2}{2EJ} - q_{np} k_A x_{кр}, \quad (6)$$

Подставляя в (6) найденное значение $x_{кр}$, найдем значение предельной нагрузки по критерию перемещений (прогиба) балки в виде:

$$q_{np} = \frac{24E \cdot J \cdot l \cdot f_{ult}}{x_{кр} (lx_{кр}^3 - 2l^2 x_{кр}^2 - 4C_A k_A x_{кр}^2 + 4C_B k_B x_{кр}^2 + 24EJl k_A + 12C_A l k_A x_{кр})}. \quad (7)$$

Пример 1. Пусть условно известны значения: $l = 6$ м, $EJ = 2 \cdot 10^6$ Па·м⁴, $C_A = 8 \cdot 10^6$ Па/рад, $C_B = 2 \cdot 10^6$ Па/рад; $f_{ult} = 6/200 = 0,03$ м. Вычислим: $k_A = 4,1 \cdot 10^{-7}$ м³/Н, $k_B = 10,2 \cdot 10^{-7}$ м³/Н. Решая уравнение (5) при известных его параметрах в программе MathCAD, будем иметь три корня: - 0,22 м, 10,18 м, 3,38 м. Удовлетворяющим условие $0 < x_{кр} < 6$ м является значение $x_{кр} = 3,38$ м. По формуле (7) будем иметь значение предельной нагрузки: $q_{np} = 9,51$ кН/м.

Рассмотрим эту же балку, но без «пружин» на опорах. Известно, что в этом случае прогиб в середине пролета балки определяется по формуле: $f = 5ql^4 / (384EJ)$. При $f_{ult} = 6/200 = 0,03$ м и других данных в примере 1, получим $q_{np} = 3,56$ кН/м. Из результатов расчета q_{np} в примере видно, что учет жесткости опор может иметь существенный экономический эффект при решении усиления или замены балки по критерию жесткости.

Рассмотрим балку с защемленными концами по данным с вышеприведенных примеров. Известно, что в этом случае прогиб в середине пролета балки определяется по формуле:

$f = 5ql^4 / (384EJ)$. Тогда $q_{np} = 17,8$ кН/м. Из результатов расчета q_{np} в этом примере видно, какое влияние оказывает снижение угловой жесткости опор на стадии эксплуатации на значение q_{np} и учет этого снижения может привести балку в аварийное состояние.

Также для нахождения $x_{кр}$ можно использовать геодезические методы [13].

Выводы:

1. Приведена методика для определения предельной равномерно распределенной нагрузки q_{np} на однопролетной балке по критерию жесткости (прогиба) балки при различном ее приложении по длине пролета балки в условиях эксплуатации с учетом угловой жесткости опор балок;

2. По значению предельной нагрузки q_{np} и эксплуатационной нагрузке $q_{экс}$ можно определить коэффициент запаса безопасности балки $k = q_{np}/q_{экс}$ по критерию жесткости и отнести балку по этому значению к той или иной категории технического состояния;

3. Учитывая получение значений некоторых параметров в формулах для q_{np} путем их измерений, рекомендуется проводить измерения многократно для каждого параметра и использовать в расчетах их средние значения или значения с наперед заданной доверительной вероятностью;

4. Полученная в результате расчетов нагрузка q_{np} , как случайная величина по пункту 3, найдет использование в расчетах надежности балки в соответствии с требованиями Межгосударственного стандарта ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований», введенному в действие с 01.07.2015.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Уткин, В.С. Определение несущей способности металлических балок на стадии эксплуатации с учетом жесткости опорных закреплений [Текст] / Уткин В.С., Соловьев С.А. // Известия высших учебных заведений. – Строительство. – 2016. – №3. – С. 100-109.
2. Уткин, В.С. Определение остаточной несущей способности железобетонных балок по критерию жесткости (прогиба) [Текст] / Уткин В.С., Соловьев С.А. // Инженерно-строительный журнал. – 2015. – №4. – С. 45-53.
3. Уткин, В.С. Определение несущей способности железобетонных балок на стадии эксплуатации при наличии трещин в бетоне [Текст] / Уткин В.С., Соловьев С.А. // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – №6(53). – С. 58-64.
4. Dumont F., Wellens E., Gernay T. Loadbearing capacity criteria in fire resistance testing. Materials and Structures. 2016. Vol. 49. No. 11. pp. 4565-4581.
5. Li G., Wang P. Fire resistance of restrained flexural steel components. Advanced analysis and design for fire safety of steel structures. 2013. pp. 131-187.
6. Кучерявый, Е.И. Вероятностный расчет балки по условию жесткости [Текст] / Е.И. Кучерявый, В.П. Власов, Е.И. Кейн // Ресурсы Европейского Севера. Технологии и экономика освоения. – 2016. – № 2 (4). – С. 6-10.
7. Куранов, Д.В. Совершенствование способа геодезического контроля стропильных конструкций при проведении экспертизы промышленной безопасности [Текст] / Д.В. Куранов, Д.П. Клочков, Е.Ю. Козловцева // Интернет-Вестник ВолгГАСУ. – 2015. – №2(38). – С. 6-9.
8. Смирнов, А.Ф. Строительная механика: Стержневые системы [Текст] / А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лашеников и др. – М.: Стройиздат, 1981. – 512 с.
9. Суслов, В.П. Строительная механика корабля и основы теории упругости [Текст] / В.П. Суслов, Ю.П. Кочанов, В.Н. Спихтаренко. – Л.: Судостроение, 1972. – 720 с.
10. Клейнлогель, А. Формулы для расчета сложных рам [Текст] / А. Клейнлогель, А. Хазельбах; пер. с нем. Ю. С. Ленчевского. – М.: Стройиздат, 1968. – 232 с.
11. Ржаницын, А.Р. Строительная механика. 2-е изд., перераб. [Текст]. – М.: Высшая школа, 1991. – 439с.
12. Макаров, Е.Г. Инженерные расчеты в MathCAD 15 [Текст]. СПб: Питер, 2011. 400 с.
13. Шеховцев, Г.А. Современные геодезические методы определения деформаций инженерных сооружений [Текст] / Г.А. Шеховцев, Р.П. Шеховцева. – Н.Новгород: ННГАСУ, 2009. – 156 с.

Уткин Владимир Сергеевич

Вологодский Государственный Университет (ФГБОУ ВО ВоГУ)

д.т.н., проф., заслуженный работник ВШ РФ

Email: utkinvogtu@mail.ru

Соловьев Сергей Александрович

Вологодский Государственный Университет (ФГБОУ ВО ВоГУ)

аспирант

Email: ser6sol@yandex.ru

V. UTKIN, S. SOLOVYEV

THE EVALUATION OF ULTIMATE LOAD ON EXISTING STEEL BEAMS BY DEFLECTION CRITERION

The article describes the methods ultimate load (load-bearing capacity) evaluation on the existing steel beams by the criterion of rigidity (deflection) criterion. In the article considered various design schemes with various options of load application on the beam. For each calculation case the numerical example of evaluation the ultimate load on the steel beam are given. The article is aimed at implementing the requirements of Russia Law No. 384 "Technical regulations on safety of buildings and structures" in the field of mechanical safety of building and structures.

Keywords: load-bearing capacity, ultimate load, steel beams, the stiffness of the supports, deflection, safety

BIBLIOGRAPHY

1. Utkin, V.S. Opredeleniye nesushchey sposobnosti metallicheskih balok na stadii ekspluatatsii s uche-tom zhestkosti opornykh zakrepleniye [Tekst] / Utkin V.S., Solov'yev S.A. // Izvestiya vysshikh uchebnykh zavede-niy. – Stroitel'stvo. – 2016. – №3. – S. 100-109.
2. Utkin, V.S. Opredeleniye ostatnochnoy nesushchey sposobnosti zhelezobetonnykh balok po kriteriyu zhestkosti (progiba) [Tekst] / Utkin V.S., Solov'yev S.A. // Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal. – 2015. – №4. – S. 45-53.
3. Utkin, V.S. Opredeleniye nesushchey sposobnosti zhelezobetonnykh balok na stadii ekspluatatsii pri nalichii treshchin v betone [Tekst] / Utkin V.S., Solov'yev S.A. // Vestnik grazhdanskikh inzhenerov. – 2015. – №6(53). – S. 58-64.
4. Dumont F., Wellens E., Gernay T. Loadbearing capacity criteria in fire resistance testing. Materials and Structures. 2016. Vol. 49. No. 11. pp. 4565-4581.
5. Li G., Wang P. Fire resistance of restrained flexural steel components. Advanced analysis and design for fire safety of steel structures. 2013. pp. 131-187.
6. Kucheryavyy, Ye.I. Veroyatnostnyy raschet balki po usloviyu zhestkosti [Tekst] / Ye.I. Kucheryavyy, V.P. Vlasov, Ye.I. Keyn // Resursy Yevropeyskogo Severa. Tekhnologii i ekonomika osvoyeniya. – 2016. – № 2 (4). – S. 6-10.
7. Kuranov, D.V. Sovershenstvovaniye sposoba geodezicheskogo kontrolya stropil'nykh konstruksiy pri provedenii ekspertizy promyshlennoy bezopasnosti [Tekst] / D.V. Kuranov, D.P. Klochkov, Ye.YU. Kozlov'tseva // Internet-Vestnik VolgGASU. – 2015. – №2(38). – S. 6-9.
8. Smirnov, A.F. Stroitel'naya mekhanika: Sterzhnevyye sistemy [Tekst] / A.F. Smirnov, A.V. Aleksan-drov, B.YA. Lashchenikov i dr. – M.: Stroyizdat, 1981. – 512 s.
9. Suslov, V.P. Stroitel'naya mekhanika korablya i osnovy teorii uprugosti [Tekst] / V.P. Suslov, YU.P. Kochanov, V.N. Spikhtarenko. – L.: Sudostroyeniye, 1972. – 720 s.
10. Kleynlogel', A. Formuly dlya rascheta slozhnykh ram [Tekst] / A. Kleynlogel', A. Khazel'bakh; per. s nem. YU. S. Lenchevskogo. – M.: Stroyizdat, 1968. – 232 s.
11. Rzhantsyn, A.R. Stroitel'naya mekhanika. 2-ye izd., pererab. [Tekst]. – M.: Vysshaya shkola, 1991. – 439s.
12. Makarov, Ye.G. Inzhenernyye raschety v MathCAD 15 [Tekst]. SPb: Piter, 2011. 400 s.
13. Shekhovtsev, G.A. Sovremennyye geodezicheskiye metody opredeleniya deformatsiy inzhenernykh sooru-zheniy [Tekst] / G.A. Shekhovtsev, R.P. Shekhovtseva. – N.Novgorod: NNGASU, 2009. – 156 s.

V. Utkin

Vologda State University

Doctor of technical science, Professor

Email: utkinvogtu@mail.ru

S. Solov'yev

Vologda State University

post-graduate student

Email: ser6sol@yandex.ru

ФЁДОРОВА Н.В., КОРЕНЬКОВ П.А.

СТАТИКО-ДИНАМИЧЕСКОЕ ДЕФОРМИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ В ПРЕДЕЛЬНЫХ И ЗАПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЯХ

В статье приведены результаты экспериментальных исследований и выполнен анализ деформирования многоэтажных монолитных железобетонных конструктивных систем в предельных и запредельных состояниях, вызванных внезапным выключением из системы одного из вертикальных несущих элементов. Выполнена количественная оценка приращений ширины раскрытия трещин в элементах конструктивной системы от внезапного выключения вертикального несущего элемента. Приведены анализ динамических догрузок несущих элементов системы, вызванных рассматриваемым аварийным воздействием.

Ключевые слова: прогрессирующее обрушение, живучесть конструктивных систем, устойчивость, отказы несущих конструкций, нелинейная модель, аварийное воздействие, запредельное состояние.

Введение. В связи с принятием № 384-ФЗ «Технического регламента о безопасности зданий и сооружений» [1] и ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований [2] актуальность исследований в области живучести и защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения существенно возросла. Особого внимания заслуживает решение задач экспериментального определения параметров живучести конструктивных систем.

Анализ достижений и публикаций. Исследованиям в области конструктивных систем различного типа из сборного железобетона посвящен целый ряд работ [3-8], то по той же тематике применительно к монолитным зданиям практически отсутствуют [9,10]. В этой связи с целью экспериментального определения параметров статико-динамического деформирования монолитных железобетонных каркасов зданий в предельных и запредельных состояниях была разработана методика экспериментального исследования фрагментов железобетонных монолитных каркасов многоэтажных зданий, приведенная в работах [11,12].

Исследовательская часть. Испытания опытных конструкций рам производились на специально разработанном стенде, включающем силовую раму, выполненную из двух сваренных между собой на опорных стойках швеллеров и рычажно-механическую систему нагрузочных устройств в виде тяжей из швеллеров для передачи опытной нагрузки (рисунков 1). Монтаж испытываемой конструкции производился на стенде привариванием выпусков рабочей арматуры к швеллерам, опирающимся на силовую раму. До проектной нагрузки рама нагружалась двумя сосредоточенными силами в середине каждого пролета. Для нагружения использовалась механическая рычажная установка, состоящая из рычага и распределительной балки, передающей на раму нагрузку от платформы со штучными грузами. Оценка точности передачи нагрузки была обеспечена предварительными испытаниями с использованием динамометра. Нагрузку прикладывали поэтапно ступенями по 10% от контрольной нагрузки, доводя опытные образцы до разрушения. При этом до появления трещин конструкцию выдерживали под нагрузкой не менее 10 минут.

Следует отметить, что при рассмотрении результатов зарубежных исследований по рассматриваемой тематике, которые по масштабу и количеству проведенных испытаний превалируют над отечественными, возникает ряд вопросов. В частности, полученные в работах [13-16] динамические характеристики фрагментов зданий вызывают сомнения, поскольку при моделировании запроектных воздействий, нагрузка передавалась на испытываемую конструкцию гидравлическими домкратами. Удаление колонны мгновенно разгружало ригели,

вместо того, чтобы передавать дополнительные динамические догрузки, что учтено в работах отечественных ученых [3-8], которые прикладывали проектную нагрузку на исследуемые фрагменты при помощи гравитационной рычажной установки.



Рисунок 1 – Общий вид испытательного стенда при испытаниях рам (а – первой серии; б – второй серии)

В процессе испытаний на различных этапах загрузки проектной нагрузкой и после запроектного воздействия были измерены деформации бетона и арматуры, вертикальные и горизонтальные перемещения элементов рамы, зафиксирована схема образования, развития и раскрытия трещин. Общий вид, размеры и размещение тензорезисторов и механических приборов приведен на рисунке 2

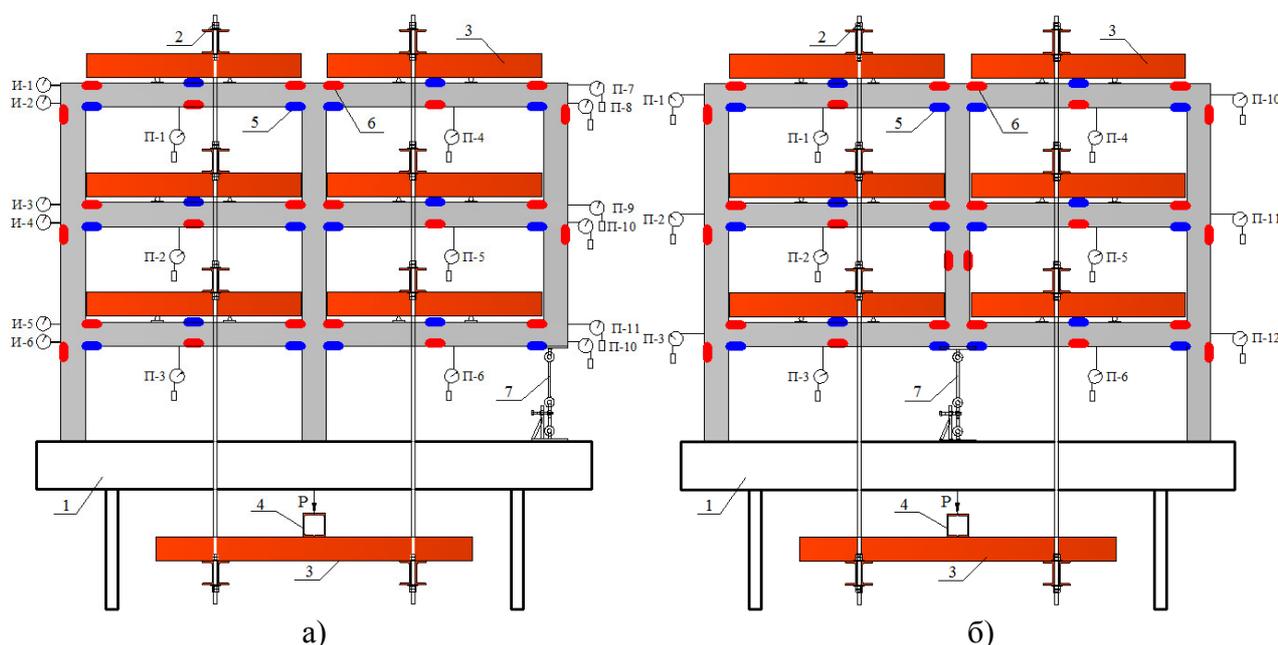


Рисунок 2 – Схема расстановки тензорезисторов и оптико-механических приборов при испытаниях рам (а – первой серии; б – второй серии): 1- силовая рама; 2- тяжи; 3- распределительная балка; 4- рычаг; 5- тензорезистор на бетоне; 6- тензорезистор на арматуре; 7- устройство выключающей связи

Для создания запроектного воздействия на конструкцию рамы крайняя для первой серии и центральная для второй стойка была выполнена в виде специально разработанного трехшарнирного механического устройства выключающей связи [17] (см. рисунок 3).

При выкручивании болта и разжимании пружины происходит переход конструкции в геометрически изменяемую и она мгновенно выключается из работы, тем самым вызывая динамическое воздействие на оставшиеся элементы неразрушенной конструкции.



Рисунок 3 – Устройство выключающей связи (а – в проектном положении; б – при моделировании выключения элемента)

При приложении проектной нагрузки в виде сосредоточенных сил (по две силы в каждом пролете ригеля) общая картина трещинообразования соответствовала характеру напряженно-деформированного состояния в элементах рамы как первой, так и второй серии. Расчетные эпюры изгибающих моментов (а) и поперечных сил (б) с учетом симметрии конструкции и нагрузок приведены на рисунке 5.

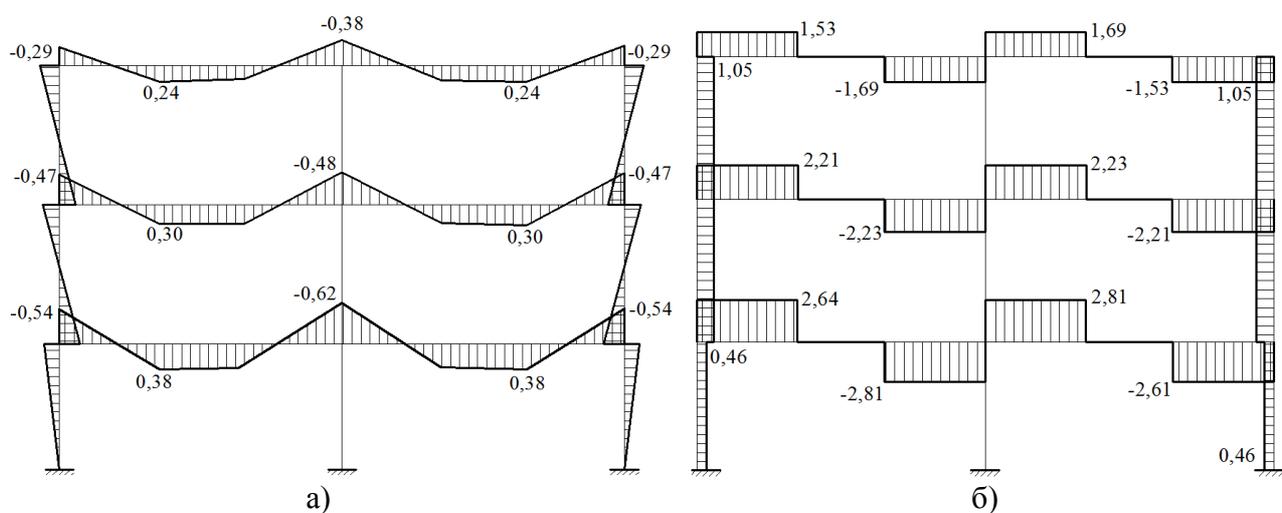


Рисунок 5– Эпюры усилий в элементах рамы при проектной нагрузке (а – изгибающих моментов, кН*м; б – поперечных сил, кН)

Первые трещины (тип 1а) образовались при суммарной нагрузке $\Sigma P_{1VI}=3,02$ кН в нижнем ригеле А-1/Б-1 начинаясь от верхней грани и развивались в них по границе с колонной. По мере увеличения нагрузки ширина раскрытия трещин увеличивалась, а трещины развивались в том же направлении.

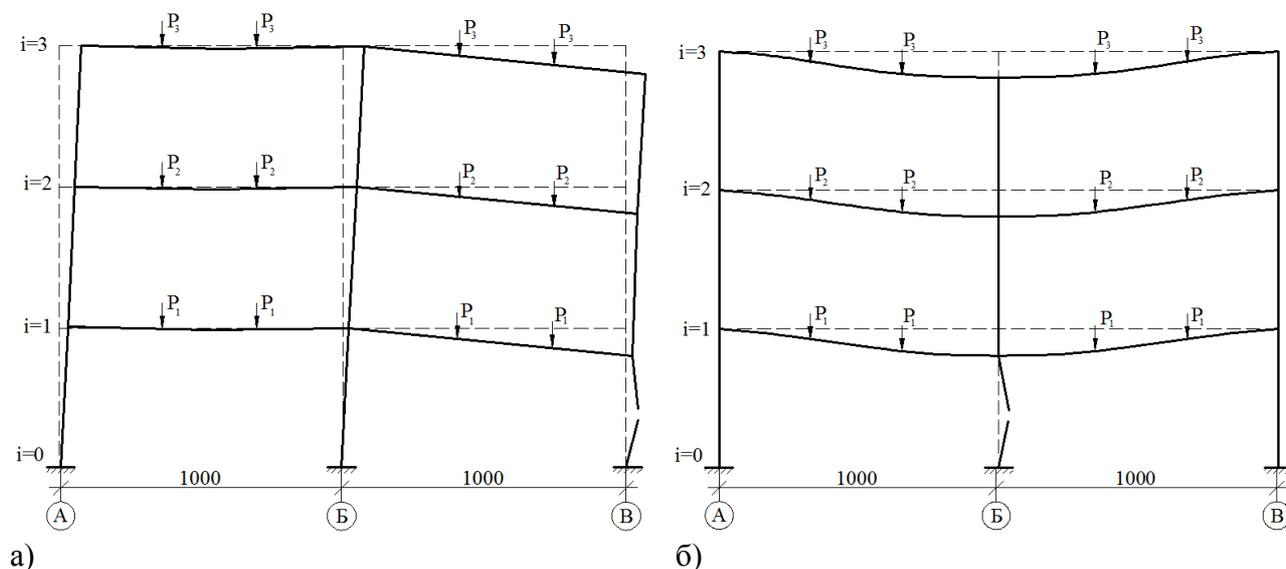


Рисунок 4 – Маркировка конструктивных элементов и деформированные схемы после запроектного воздействия (а – первой серии; б – второй)

Трещины (типа 1а) образовались в опорных сечениях ригелей А-2/Б-2 и Б-2/В-2 на VII ступени загрузки при суммарной нагрузке $\Sigma P_{2VII}=2,74$ кН. Нормальные трещины (тип 3) в колоннах образовались в колоннах А-2/А-3 и В-2/В-3 на VIII ступени нагружения. Нормальные трещины (тип 1б) начали образовываться на XI ступени в ригелях А-2/Б-2. Образование наклонных трещин в ригеле А-1/Б-1 произошло на VIII ступени при $\Sigma P_{2VIII}=3,78$ кН. Значение нагрузок на каждой ступени приведено в таблице 1. Схема приложения нагрузок, образования и раскрытия трещин всех типов при проектной нагрузке приведена на рисунке 5 для рамы первой серии на рисунке 6 для второй.

Таблица 1 – Значения нагрузок на ступенях

Значения нагрузки на ступенях, кН							
№ ступени	P_1	P_2	P_3	№ ступени	P_1	P_2	P_3
I	0,54	0,42	0,27	VII	1,70	1,37	0,97
II	0,74	0,58	0,39	VIII	1,89	1,53	1,09
III	0,93	0,74	0,51	IX	2,09	1,69	1,21
IV	1,12	0,89	0,62	X	2,28	1,85	1,32
V	1,32	1,06	0,74	XI	2,47	2,00	1,44
VI*	1,51	1,21	0,85	XII**	2,66	2,16	1,55

*- Этап трещинообразования
 **- Этап перед удалением колонны

Отличительной особенностью трещинообразования в опытных конструкциях первой и второй серии явилось постепенное, начиная с ригелей первого уровня образование новых и как следствие раскрытие уже имеющихся трещин, поскольку на эти конструкции в силу особенностей загрузки рычажной системой приходилась большая доля нагрузки, которая уменьшалась на каждом следующем уровне. Так же следует отметить, что нормальные трещины в самом верхнем уровне образовались во внецентренно сжатых колоннах А-2/А-3 и В-2/В-3, вследствие большего эксцентриситета продольной силы на верхних этажах.

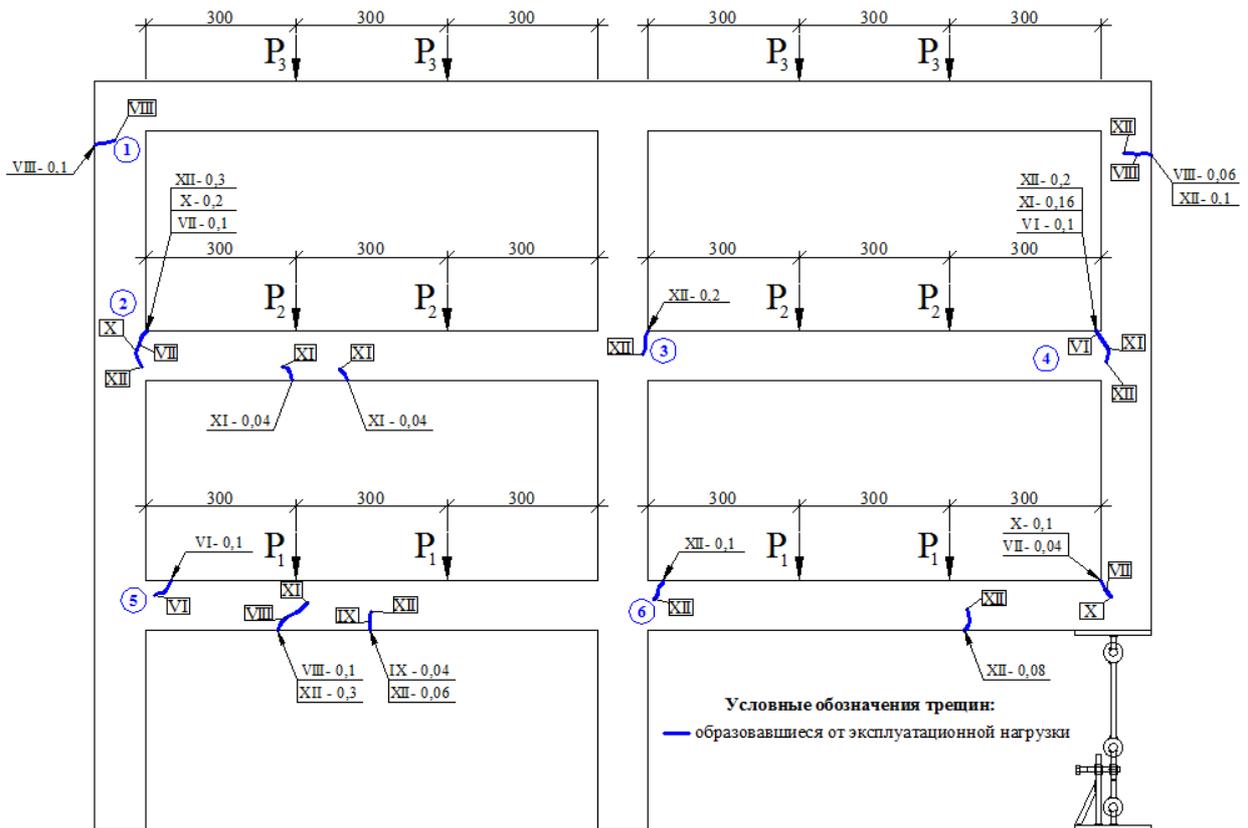


Рисунок 5 – Схема образования и раскрытия трещин всех типов в опытной конструкции первого типа (до выключения колонны)

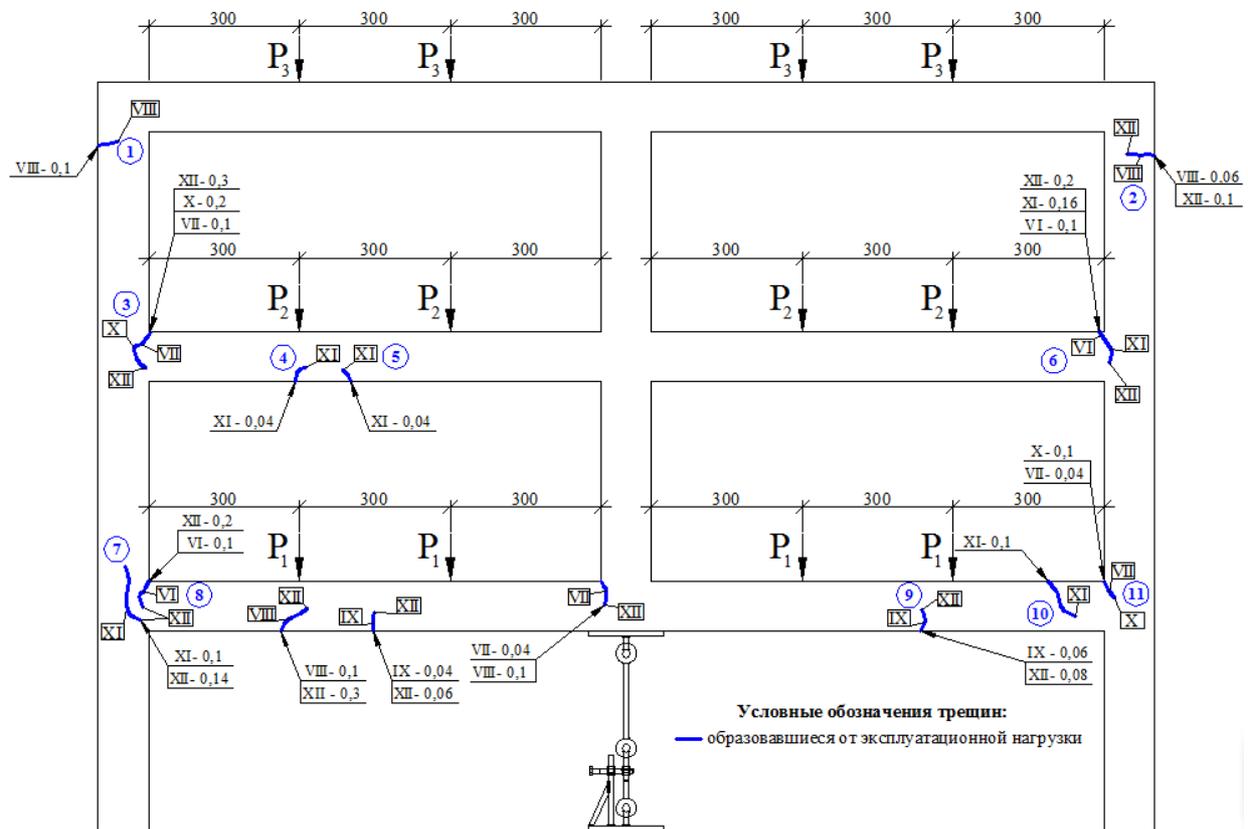


Рисунок 6 – Схема образования и раскрытия трещин всех типов в опытной конструкции второго типа (до выключения колонны)

После запроектного воздействия в первой опытной конструкции в виде выключения крайней правой стойки и внезапной структурной перестройки конструктивной системы характер напряженно-деформированного состояния существенно изменился. Трещины 1а типа получили значительное динамическое приращение (рисунок. 7).

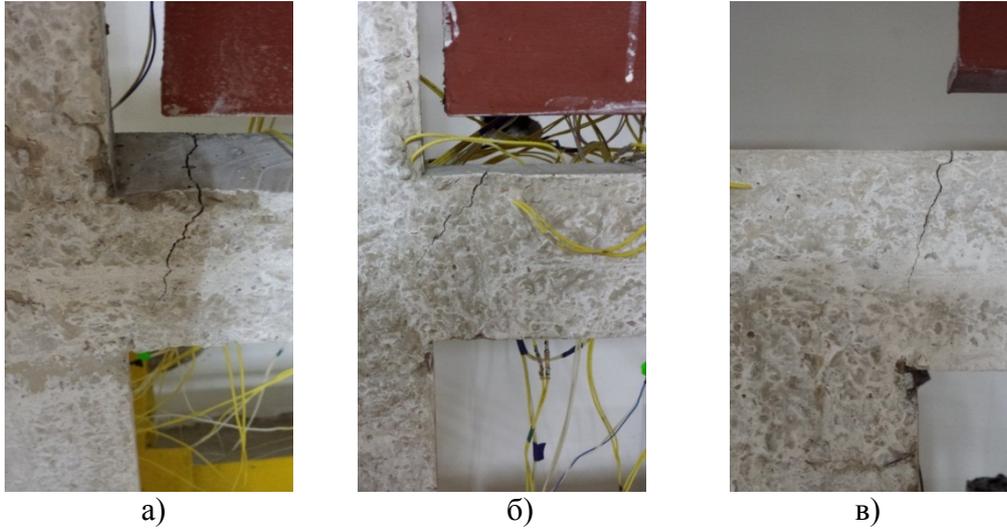


Рисунок 7 – Схема разрушения опорных сечений ригелей а) Б-1/В-1, б) Б-2/В-2 и в) Б-3/В-3 после запроектного воздействия на первую опытную раму.

Также образовались новые трещины типа 1а во всех опорных сечениях ригелей, за исключением правой опоры ригеля Б-1/В-1, в котором из-за структурной перестройки и изменении силовых потоков произошло закрытие ранее образовавшихся трещин.

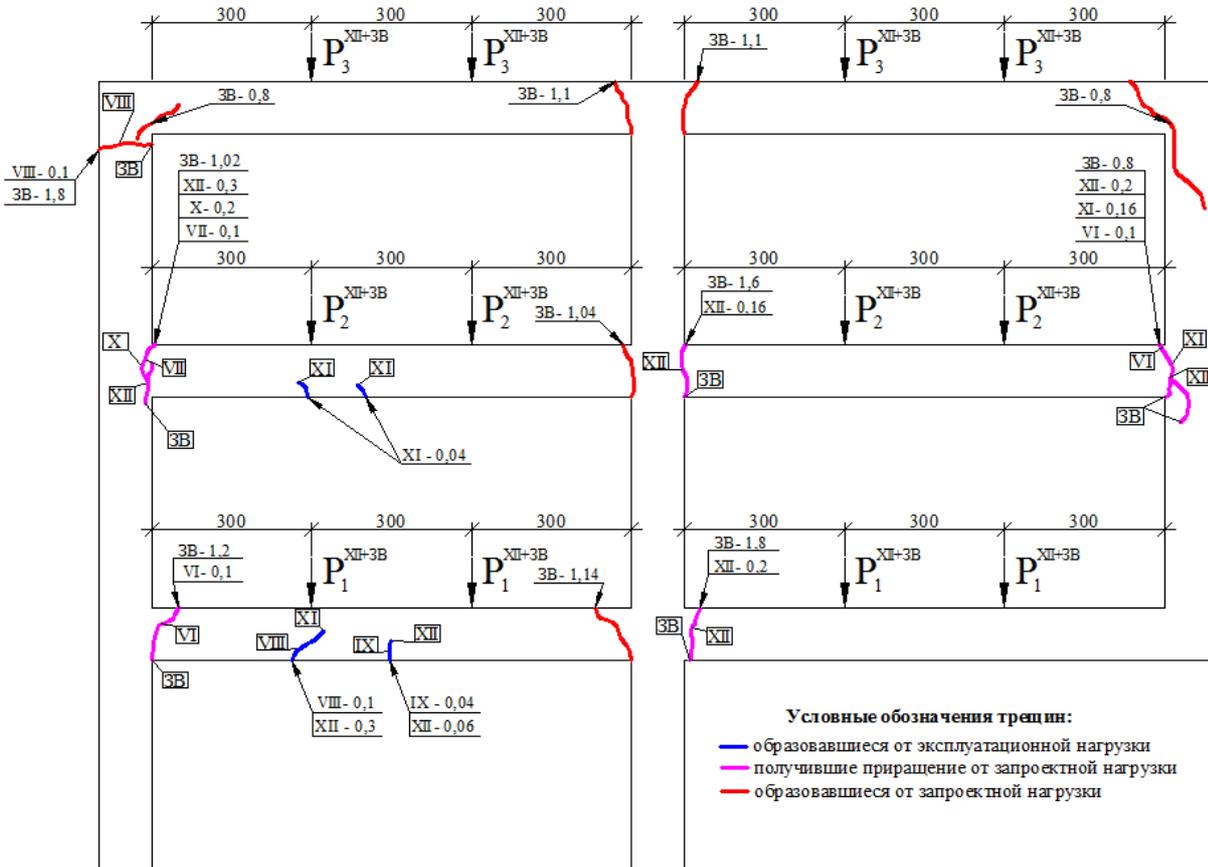


Рисунок 8 – Схема образования и раскрытия трещин всех типов в опытной конструкции первого типа (после выключения колонны)

В пролетных сечениях ригелей А-1/Б-1 и А-2/Б-2 ширина раскрытия нормальных и наклонных трещин практически не изменилась как следствие незначительного увеличения внутренних усилий в отмеченных областях (рисунок 8).

Следует отметить одну важную особенность, а именно появление новых трещин в верхнем (3-м) уровне, образование которых соответствует положительному значению изгибающих моментов в узле. В то время, как и при проектной нагрузке, момент после запроектного воздействия имел отрицательное значение.

Во второй опытной конструкции при эксплуатационной нагрузке из работы выключалась средняя стойка. Изменения, которые повлекли за собой данное воздействие коснулись значительного увеличения ширины раскрытия трещин крайних левых опорных сечений ригелей А-1/Б-1, А-2/Б-2 и А-3/Б-3 и крайних правых сечений ригелей Б-1/В-1, Б-2/В-2 и Б-3/В-3 (рисунок 10). Также динамическое догружение получили верхние сечения с трещинами в верхней зоне колонн А-2/А3 и Б-2/Б-3. Причем левая часть рамы получила значительно большие разрушения. Так в уровне ригелей А-1/Б-1, А-2/Б-2 произошло раскалывание бетона в зоне примыкания ригеля к колонне, а в ригеле А-3/Б-3 образовалась трещина шириной 5мм (рисунок 9). Нормальные же трещины 3-го типа получили совсем не значительное увеличение на 0,02 мм.

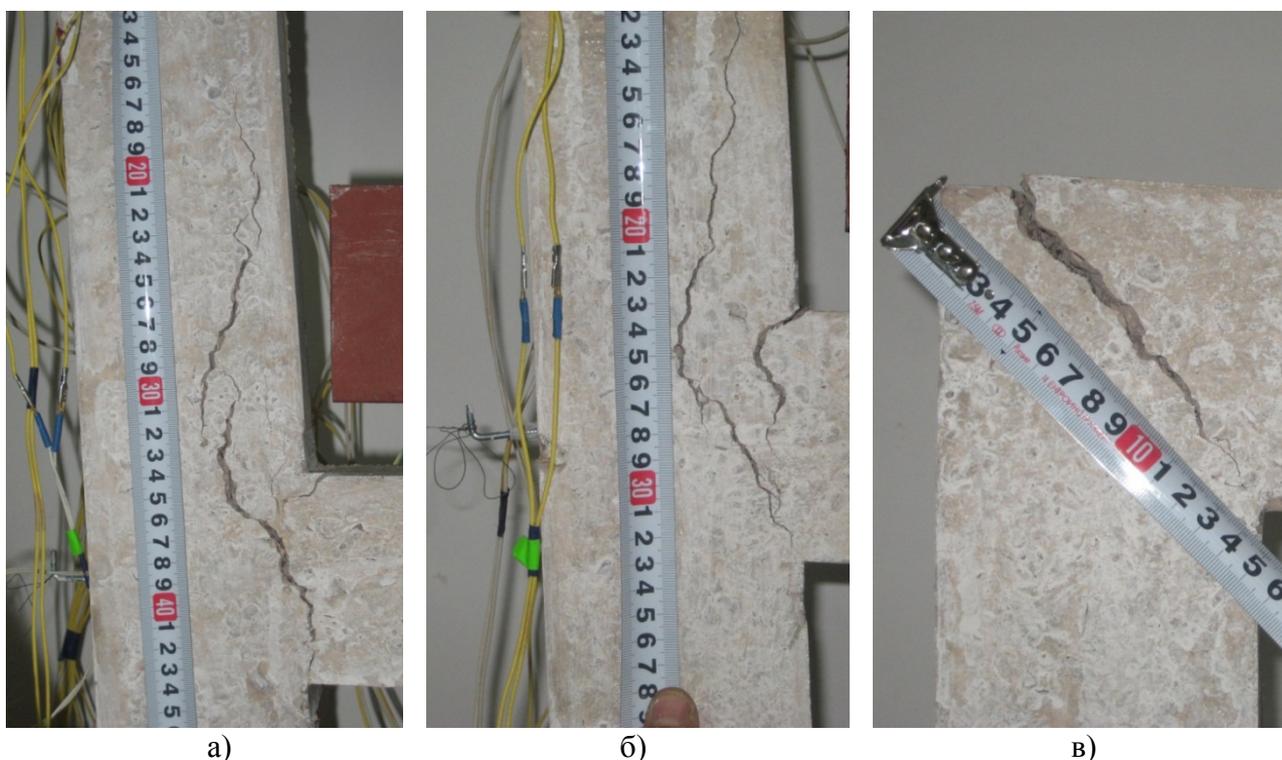


Рисунок 9 – Схема разрушения опорных сечений ригелей: а) А-1/Б-1, б) А-2/Б-2 и в) А-3/Б-3 после запроектного воздействия на вторую опытную раму

Вследствие структурной перестройки и изменения силовых потоков нормальные трещины в опорных сечениях ригелей первого уровня закрылись и произошло значительное увеличение количества трещин типов 1б и 2 во всех ригелях исследуемой конструкции (рисунок 10).

Сопоставительный анализ картин трещинообразования до (рисунки 5 и 6) и после запроектного воздействия (рисунки 8 и 10) позволяют сделать заключение о том, что резкие структурные перестройки качественно изменяют общую картину трещинообразования в элементах монолитных рам как первой, так и второй серии. Также необходимо отметить зна-

чительное приращение ширины раскрытия трещин в тех сечениях, где не произошло перераспределение силовых потоков и изменение знака действующих в нем усилий.

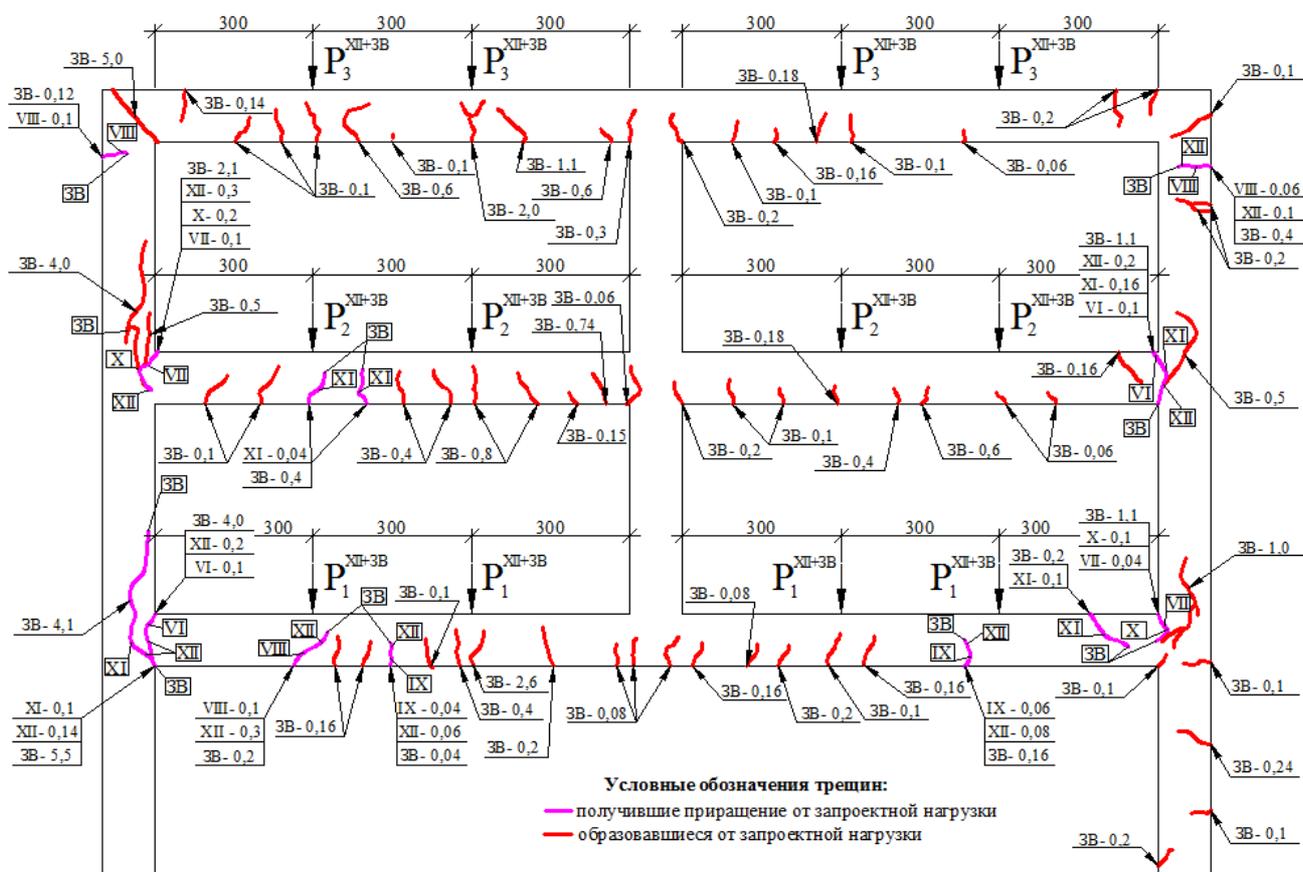


Рисунок 10 – Схема образования и раскрытия трещин всех типов в опытной конструкции второго типа (после выключения колонны)

Если принять, что в статически неопределимых железобетонных конструкциях без предварительного напряжения после запроектного воздействия трещины не закрываются, то в первом приближении по полученным количественным изменениям ширины раскрытия трещин можно выполнить оценку динамических догрузений в элементах конструктивной системы и соответствующий всплеск динамических догрузений в арматуре в момент структурной перестройки.

По полученным значениям приращения ширины раскрытия трещин были рассчитаны количественные показатели коэффициента динамического догружения в арматуре θ_d (таблицы 2,3).

Таблица 2– Значения коэффициента динамического догружения θ_d для элементов опытной конструкции первой серии

Номер трещины (см.Рис.5, 8)	Отношение ширины раскрытия трещин ($\Delta a_{cr,d}^+ / \Delta a_{cr,s}$) до/после выключения связи	Коэффициент динамического догружения $\theta_{d,s}$
1	1,8/0,1	18
2	1,02/0,3	3,4
3	1,6/0,16	10
4	0,8/0,2	4
5	1,2/0,1	12
6	1,8/0,2	9

Анализируя полученные данные можно отметить, что наибольшие приращение в опытной конструкции первой серии получили трещины в колоннах верхних этажей, что позволяет судить о значительных динамических догружениях и качественном изменении усилий в колонне. Опорные же сечения ригелей второго уровня получили $3^x - 10^{III}$ кратное догружение, а первого уровня 9 ти- 12-ти кратное догружение, Это объясняется близким расположением этих конструкций и рассматриваемых сечений к месту выключения несущей опоры.

Таблица 3 – Значения коэффициента динамического догружения θ_d для элементов опытной конструкции второй серии

Номер трещины (см.Рис.6,10)	Отношение ширины раскрытия трещин ($\Delta a_{cr,c,d+}$ / $\Delta a_{cr,c,s}$) до/после выключения связи	Коэффициент динамического догружения $\theta_{d,s}$
1	0,12/0,1	1,2
2	0,4/0,1	4
3	2,1/0,3	7
4	0,4/0,04	10
5	0,4/0,04	10
6	1,1/0,2	5,5
7	5,5/0,14	- (раскол бетона)
8	4,0/0,2	20
9	0,16/0,08	2
10	0,2/0,1	2
11	1,1/0,1	11

При рассмотрении опытной конструкции второй серии наблюдается аналогичный характер изменений динамических догружений на различных уровнях, стой лишь особенностью, что количественные значения трещин в колонне вследствие сохранения знака продольной силы (после запроектного воздействия обе крайние колонны остались внецентренно сжаты). В опорных зонах ригелей второго и первого уровней наблюдается аналогичное с первой опытной конструкцией приращение коэффициента динамического догружения $\theta_{d,s}$ от 7^{III} до 10^{III} раз, для ригелей первого и от 2^x до 20^{III} раз – для ригелей второго уровня. Объясняется это явление тем, что опорная реакция средней колонны в два раза больше чем, у крайней и, следовательно, динамическое в конструкции рамы второй серии более значительно. Некоторые пролетные сечения наоборот характеризуются уменьшением ширины раскрытия трещин что согласуется с незначительным изменением количественных значений силовых потоков в этих сечениях.

Выводы. Экспериментальными исследованиями фрагмента монолитного железобетонного каркаса здания изучены особенности статико-динамического деформирования такой конструктивной системы в предельных и запредельных состояниях. Установлено, что при аварийном воздействии вызванным внезапным выключением одной из колонн, в элементах конструктивной системы возникают динамические догружения. Количественные значения этих догружений зависят от схемы и интенсивности их статической нагрузки приложенной к элементам системы, месторасположения элемента в конструктивной системе по отношению к выключаемому элементу, топологии конструктивной системы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. Введ. 2015-07-01. – М: Стандартинформ, 2015. – 13 с.
2. Федеральный закон от 30.12.2009 N 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [Электронный ресурс] // СПС КонсультантПлюс: Законодательство: Версия Проф. – URL: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720/ (17.08.2016)
3. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. - М.: АСВ, 2004. - 216 с.
4. Клюева, Н.В. К оценке живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем при внезапных запроектных воздействиях [Текст] / Н.В. Клюева, О.А. Ветрова // Бетон и железобетон. – 2008. – № 4. – С. 56–57.

5. Клюева, Н. В. Экспериментальные исследования живучести предварительно напряженных железобетонных балочных систем [Текст] / Н.В. Клюева, К.А. Шувалов // Строительство и реконструкция. – 2012. – № 5. – С. 13–22.
6. Колчунов, В. И. Экспериментально-теоретические исследования живучести железобетонных рам при потере устойчивости отдельного элемента [Текст] / В.И. Колчунов, Н.О. Прасолов, Л.В. Кожаринова // Вестник МГСУ. – 2011. – № 3. – С. 109–115.
7. Андросова, Н.Б. К определению критериев живучести фрагмента пространственной рамно-стержневой системы [Текст] / Н.Б. Андросова, А.С. Бухтиярова, Н.В. Клюева // Строительство и реконструкция. - 2010. -№ 6. - С. 3-7.
8. Колчунов, В.И. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях [Текст] / В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, Н.Б. Андросова, А.С. Бухтиярова. - М.: АСВ, 2014. – 208 с.
9. Кодыш, Э.Н. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения [Текст] / Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин, Д.А. Чесноков // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. - № 6. – С. 8-13.
10. Краковский, М.Б. Расчет железобетонных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения с использованием ЭВМ-программы "ОМ СНИП Железобетон" [Текст] / М.Б. Краковский, Г.И. Шапиро // Бетон и железобетон. – 2007. – № 6. – С. 12 - 14
11. Клюева, Н.В. Методика экспериментального определения параметров живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем [Текст] / Н.В. Клюева, П.А. Кореньков // Промышленное и гражданское строительство.-2016. – №2. –С.44-48
12. Емельянов, С.Г. Методика определения параметров живучести железобетонных каркасов многоэтажных зданий [Текст] / С.Г. Емельянов, Н.В. Клюева, П.А. Кореньков // Известия ВУЗов. Технология текстильной промышленности. - 2016. – №3. –С.266-270
13. Lew H.S. An Experimental and Computational Study of Reinforced Concrete Assemblies under a Column Removal Scenario / Lew H.S., Yihai Bao, Fahim Sadek, Joseph A. Main, Santiago Pujol, Mete A. Sozen –Boulder: Natl. Inst. Stand. Technol. Tech. Note 1720,. 2011. – 104 p.
14. Bao Y. Macromodel-based simulation of progressive collapse: reinforced concrete frame structures / Yihai Bao, Sashi K Kunnath, Sherif El-Tawil, Hai S Lew // Journal of Structural Engineering – 2008, Vol. 134, No. 7 : pp. 1079-1091.
15. Mosalam K. M.. Modeling Progressive Collapse in Reinforced Concrete Framed Structures / Khalid M. Mosalam, Mohamed Talaat, Sangjoon Park // The 14 World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China. – 8 p.
16. Krauthammer T. Development of progressive collapse analysis procedure and condition assessment for structures./ Krauthammer T. Hall RL. Woodson SC. Baylol JT. Hayes JR. Sohn// National workshop on prevention of progressive collapse in Rosemont. IL. Multihazard Mitigation Council of the National Institute of Building Sciences. Washington. DC,. – 2003. – 12 p.
17. Клюева, Н.В., Кореньков П.А. Устройство для экспериментального определения динамических догружений в рамно-стержневых конструктивных системах // Заявка на изобретение № 2016130262 от 22.07.2016.

Фёдорова Наталья Витальевна

Юго-Западный государственный университет, г. Курск
Доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой промышленного и гражданского строительства
E-mail: klynavit@yandex.ru

Кореньков Павел Анатольевич

Академия строительства и архитектуры (структурное подразделение) ФГАОУ ВО «Крымский федеральный университет им. В.И.Вернадского», г. Симферополь
Ассистент кафедры строительных конструкций
E-mail: kpa_gbk@mail.ru

N. FYODOROVA, P. KORENKOV

**STATIC AND DYNAMIC DEFORMATION OF MONOLITHIC
REINFORCED CONCRETE FRAME BUILDING IN ULTIMATE LIMIT
AND BEYOND LIMITS STATES**

This paper represents results of experimental studies and the analysis of the deformation of multistory monolithic reinforced-concrete structural systems under extreme and prohibitive conditions caused by the sudden shutdown of the system of one of the vertical load-bearing elements. The quantitative evaluation of the increments width of cracks in structural elements of the system from a sudden shutdown of the vertical load-bearing member. The analysis of the coefficient of additional dynamic stresses bearing elements considered emergency caused by the action of the system.

Keywords: *progressive collapse, survivability of structural systems, sustainability, cracks bearing structures, nonlinear model, action beyond design basis, beyond limits states*

BIBLIOGRAPHY

1. GOST 27751-2014. Nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy i osnovaniy. Osnovnyye polozheniya. Vved. 2015-07-01. – M: Standartinform, 2015. – 13 s.
2. Federal'nyy zakon ot 30.12.2009 N 384-FZ «Tekhnicheskiy reglament o bezopasnosti zdaniy i so-oruzheniy» [Elektronnyy resurs] // SPS Konsul'tantPlyus: Zakonodatel'stvo: Versiya Prof. – URL: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720/ (17.08.2016)
3. Geniyev, G.A. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstruksiy pri zaproyektnykh voz-deystviyakh [Tekst] / G.A. Geniyev, V.I. Kolchunov, N.V. Klyuyeva, A.I. Nikulin, K.P. Pyatikrestovskiy. - M.: ASV, 2004. - 216 s.
4. Klyuyeva, N.V. K otsenke zhivuchesti zhelezobetonnykh ramno-sterzhnevyykh konstruktivnykh sistem pri vnezapnykh zaproyektnykh vozdeystviyakh [Tekst] / N.V. Klyuyeva, O.A. Vetrova // Beton i zhelezobeton. – 2008. – № 4. – S. 56–57.
5. Klyuyeva, N. V. Eksperimental'nyye issledovaniya zhivuchesti predvaritel'no napryazhen'nykh zhele-zobetonnykh balochnykh sistem [Tekst] / N.V. Klyuyeva, K.A. Shuvalov // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2012. – № 5. – S. 13–22.
6. Kolchunov, V. I. Eksperimental'no-teoreticheskiye issledovaniya zhivuchesti zhelezobetonnykh ram pri potere ustoychivosti ot del'nogo elementa [Tekst] / V.I. Kolchunov, N.O. Prasolov, L.V. Kozharinova // Vestnik MGSU. – 2011. – № 3. – S. 109–115.
7. Androsova, N.B. K opredeleniyu kriteriyev zhivuchesti fragmenta prostranstvennoy ramno-sterzhnevoy sistemy [Tekst] / N.B. Androsova, A.S. Bukhtiyarova, N.V. Klyuyeva // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. - 2010. - № 6. - S. 3-7.
8. Kolchunov, V.I. Zhivuchest' zdaniy i sooruzheniy pri zaproyektnykh vozdeystviyakh [Tekst] / V.I. Kolchunov, N.V. Klyuyeva, N.B. Androsova, A.S. Bukhtiyarova. - M.: ASV, 2014. – 208 s.
9. Kodysh, E.N. Zashchita mnogoetazhnykh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya [Tekst] / E.N. Ko-dysh, N.N. Trekin, D.A. Chesnokov // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2016. - № 6. – S. 8-13.
10. Krakovskiy, M.B. Raschet zhelezobetonnykh zdaniy na ustoychivost' protiv progressiruyushchego ob-rusheniya s ispol'zovaniyem EVM-programmy "OM SNIp Zhelezobeton" [Tekst] / M.B. Krakovskiy, G.I. Shapiro // Beton i zhelezobeton. – 2007. – № 6. – S. 12 - 14
11. Klyuyeva, N.V. Metodika eksperimental'nogo opredeleniya parametrov zhivuchesti zhelezobeton-nykh ramno-sterzhnevyykh konstruktivnykh sistem [Tekst] / N.V. Klyuyeva, P.A. Koren'kov // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo.- 2016. – №2. –S.44-48
12. Yemel'yanov, S.G. Metodika opredeleniya parametrov zhivuchesti zhelezobetonnykh karkasov mnogo-etazhnykh zdaniy [Tekst] / S.G. Yemel'yanov, N.V. Klyuyeva, P.A. Koren'kov // Izvestiya VUZov. Tekhnologiya tekstil'noy promyshlennosti. - 2016. – №3. –S.266-270
13. Lew H.S. An Experimental and Computational Study of Reinforced Concrete Assemblies under a Col-umn Removal Scenario / Lew H.S., Yihai Bao, Fahim Sadek, Joseph A. Main, Santiago Pujol, Mete A. Sozen –Boulder: Natl. Inst. Stand. Technol. Tech. Note 1720., 2011. – 104 p.
14. Bao Y. Macromodel-based simulation of progressive collapse: reinforced concrete frame struc-tures / Yihai Bao, Sashi K Kunnath, Sherif El-Tawil, Hai S Lew // Journal of Structural Engineering – 2008, Vol. 134, No. 7 : pp. 1079-1091.
15. Mosalam K. M.. Modeling Progressive Collapse in Reinforced Concrete Framed Structures / Khalid M. Mosalam, Mohamed Talaat, Sangjoon Park // The 14 World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China. – 8 p.
16. Krauthammer T. Development of progressive collapse analysis procedure and condition assessment for structures./ Krauthammer T. Hall RL. Woodson SC. Bayloll JT. Hayes JR. Sohn// National workshop on prevention of progressive collapse in Rosemont. IL. Multihazard Mitigation Council of the National Institute of Building Sciences. Washington. DC., – 2003. – 12 p.
17. Klyuyeva, N.V., Koren'kov P.A. Ustroystvo dlya eksperimental'nogo opredeleniya dinamicheskikh dogruzheniy v ramno-sterzhnevyykh konstruktivnykh sistemakh // Zayavka na izobreteniyе № 2016130262 ot 22.07.2016.

N. Fyodorova

Southwest State University, Kursk

Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Industrial and Civil Engineering Department.

E-mail: klynavit@yandex.ru

P. Korenkov

Academy of Construction and Architecture of the «V.I.Vernadsky Crimean Federal University»

Assistant at Building Structures Department

E-mail: kpa_gbk@mail.ru

УДК 691.168

ЕРОФЕЕВ В.Т., ЛИКОМАСКИНА М.А.

ИССЛЕДОВАНИЕ СТОЙКОСТИ МОДИФИЦИРОВАННЫХ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ В КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ ЧЕРНОМОРСКОГО ПОБЕРЕЖЬЯ

В статье представлены исследования долговечности различных типов асфальтобетонов модифицированных аминокислотным соединением типа Телаз марок 1, 2, 3, 5 и 6 в климатических условиях черноморского побережья. Установлено влияние климатических факторов (ультрафиолетового облучения, солевого тумана, влажного воздуха) черноморского побережья и морской воды на физико-механические характеристики модифицированного асфальтобетона. Показаны процессы старения асфальтобетона при воздействии в течение 3 лет климатических факторов, а также установлено влияние климатических факторов на показатели плотности, водонасыщения, прочности при 50 °С и 20 °С, водостойкости асфальтобетона. Выявлена высокая устойчивость к старению асфальтобетонов с добавками. Щебеночные составы асфальтобетонов типа А и Б с модифицирующими добавками рекомендованы для использования при строительстве автомобильных дорог, а также возведения различных сооружений.

Ключевые слова: асфальтобетон; асфальтобетонная смесь; долговечность; старение; биостойкость.

Известно, что одним из основных факторов успешного функционирования и развития экономики, является повышение качества и количества транспортных услуг, которые тесно связаны с состоянием автомобильных дорог. Основным строительным материалом для устройства автодорожных покрытий являются асфальтобетоны. Физико-механические свойства асфальтобетона и полимербитумных композитов определяются особенностями связей, возникающих между отдельными минеральными зёрнами и зависят от химической природы битума, толщины его плёнок, покрывающих минеральные зёрна, от процессов взаимодействия минеральных материалов и битума на общей поверхности раздела, а также от изменения химического состава вяжущего в процессе эксплуатации, процессов старения, определяющих структурные, адгезионные и другие свойства [1-3].

Как правило, асфальтобетонные покрытия работают в сложных погодных условиях под воздействием постоянно увеличивающихся осевых нагрузок, скорости и интенсивности движения. Под влиянием кислорода воздуха, солнечной радиации, переменной влажности и других факторов в асфальтобетоне происходят необратимые физико-механические превращения, приводящие к его старению, что проявляется в потере деформативной и демпфирующей способности, коррозионной стойкости. Раздельное или комплексное воздействие этих факторов приводит к снижению качества и разрушению асфальтобетонов. На последнем этапе старения, свойства материалов кардинально отличаются от начальных, совершается переход от вязкоупруго-пластического в хрупкое состояние, что приводит к интенсивному разрушению покрытия. Наиболее часто встречающимися дефектами асфальтобетонных покрытий являются наплывы, волны, колеи, шелушение и выкашивание и т.п. которые связаны низкими показателями сдвигоустойчивости, водостойкости и устойчивости асфальтобетонов к старению. Очевидными причинами преждевременного износа автомобильных дорог является низкое качество применяемых компонентов, несовершенство методов проектирования составов асфальто-

бетона и дорог, ненадлежащее качество технологии изготовления асфальтобетонного покрытия [4-6]. Реальные сроки службы асфальтобетонных покрытий во многих случаях составляют не более 4-5 лет, а нередко 1-3 года. Правительство страны вынуждено каждый год выделять огромные бюджетные средства на содержание, капитальный ремонт и реконструкцию автомобильных дорог. Вопрос повышения качества асфальтобетона год от года не теряет своей актуальности.

Основной задачей, необходимой для решения в дорожной отрасли, является рационализация подхода к повышению качества асфальтобетона с учетом транспортных и погодноклиматических условий. Повышение долговечности асфальтобетонов возможно путем направленного регулирования его структуры комплексными модификаторами, которые изменяют как деформативные и механо-термические свойства битума, так и активность его взаимодействия с минеральными компонентами, обеспечивающие сдвигоустойчивость при высоких температурах, коррозионную устойчивость под действием осадков и замедление темпа старения асфальтобетона.

Несмотря на то, что к настоящему времени разработано огромное количество добавок, которые с успехом используются для получения долговечных композиционных материалов, поиск новых видов ПАВ и оптимизация составов асфальтобетонов с добавками продолжается [7-10].

В данной статье рассмотрено влияние модифицирующих добавок типа «Телаз», представляющих собой аминопроизводные соединения, на свойства асфальтобетонов, выдержанных в условиях воздействия климатических факторов (ультрафиолетового облучения, солевого тумана, влажного воздуха) черноморского побережья России и морской воды на физико-механические характеристики модифицированных асфальтобетонов. Полувлажный, субтропический климат Черноморского побережья в районе с. Абрау-Дюрсо характеризуется достаточно высокой летней температурой (до +35 °С) и значительным количеством осадков (среднегодовая норма осадков - 706 мм) [11].

При проведении исследований применялись следующие материалы: в качестве крупного заполнителя – щебень гранитный фракции 3-10 мм по ГОСТ 8267-93 с насыпной плотностью – 1,59 г/см³ (ООО «Иссинский комбинат строительных материалов», п.г.т. Исса), в качестве мелкого заполнителя – природный песок карьера Смольный по ГОСТ 8735-88 (песок мелкий I класса) с истинной плотностью – 2,6 г/см³ и насыпной плотностью – 1,28 г/см³, (Ичалковский р-он, п. Смольный), песок из отсевов дробления по ГОСТ 8735-88 (песок крупный II класса) с истинной плотностью – 2,81 г/см³ и насыпной плотностью – 1,67 г/см³ (ООО «Иссинский комбинат строительных материалов», п.г.т. Исса), неактивированный минеральный порошок МП-1 из карбонатных пород с истинной плотностью – 2,71 г/см³ и средней плотностью – 1,71 г/см³ по ГОСТ Р 52129-2003 (ООО «Иссинский комбинат строительных материалов», п.г.т. Исса), битум марки БНД 60/90 по ГОСТ 22245-90 (ОАО «Лукойл-Нижегороднефтеоргсинтез», г. Кстово). В качестве модификатора использовалось поверхностно-активное вещество «Телаз», синтезированное по специально разработанной технологической схеме (ООО «Интерпромсервис», г. Саров, Нижегородская обл.).

В основу исследований легло четыре основных типа асфальтобетона (1 – щебеночный плотный тип А, 2 – щебеночный плотный тип Б, 3 – песчаный плотный тип Г, 4 – песчаный плотный тип Д) наиболее часто применяемых в дорожном строительстве и их модифицированные производные с различными марками добавок «Телаз» (+ 2% ПАВ в вяжущем). Для каждого типа асфальтобетона изготавливалось шесть составов, пять из которых содержали добавки (1-5), а один – контрольный, бездобавочный (0). В результате было получено 4 серии

составов: 4 контрольных (А-0, Б-0, Г-0, Д-0), 18 с добавками (А-1...А-5, Б-1...Б-5, Г-1...Г-4, Д-1...Д-4), итого 22 состава. Процентный состав компонентов каждой асфальтобетонной смеси подбирался в соответствии с ГОСТ 9128–97. Содержание компонентов в составах приведено в табл. 1.

Образцы асфальтобетона были выдержаны в следующих условиях: в морской воде и на пирсе в условиях переменной влажности на границе сред вода/воздух. Срок выдерживания образцов составлял 3 года. Выдержанные в вышеуказанных средах образцы, а также их контрольные варианты были испытаны с целью установления изменения основных физико-механических свойств, среди которых рассматривались: средняя плотность, водонасыщение, прочность при сжатии при $(50 \pm 2)^\circ\text{C}$, $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ и водостойкость через 3 года экспозиции.

Таблица 1 - Составы асфальтобетонов

Тип асфальтобетона	№Состава	Содержание составляющих в составах, масс, %									
		Щебень фр. 3-10 мм	Отсев дробления	Минеральный порошок	БНД 60/90, сверх 100 %	Природный песок	Телаз 1 – 2,0 % (в вяжущем)	Телаз 2 – 2,0 % (в вяжущем)	Телаз 3 – 2,0 % (в вяжущем)	Телаз 5 – 2,0 % (в вяжущем)	Телаз 6 – 2,0 % (в вяжущем)
А	0	60	32	8	4,7	-	-	-	-	-	-
	1	60	32	8	4,6	-	0,1	-	-	-	-
	2	60	32	8	4,6	-	-	0,1	-	-	-
	3	60	32	8	4,6	-	-	-	0,1	-	-
	4	60	32	8	4,6	-	-	-	-	0,1	-
Б	0	45	50	5	5,0	-	-	-	-	-	-
	1	45	50	5	4,9	-	0,1	-	-	-	-
	2	45	50	5	4,9	-	-	0,1	-	-	-
	3	45	50	5	4,9	-	-	-	0,1	-	-
	4	45	50	5	4,9	-	-	-	-	0,1	-
Г	0	-	69	6	9,0	25	-	-	-	-	-
	1	-	69	6	8,82	25	0,18	-	-	-	-
	2	-	69	6	8,82	25	-	0,18	-	-	-
	3	-	69	6	8,82	25	-	-	0,18	-	-
	4	-	69	6	8,82	25	-	-	-	0,18	-
Д	0	-	34	6	10	60	-	-	-	-	-
	1	-	34	6	9,8	60	0,20	-	-	-	-
	2	-	34	6	9,8	60	-	0,20	-	-	-
	3	-	34	6	9,8	60	-	-	0,20	-	-
	4	-	34	6	9,8	60	-	-	-	0,20	-

В табл. 2, 3 приведены относительные показатели в сравнении с первоначальным значением физико-механических испытаний асфальтобетонных образцов, выдержанных в условиях морской воды и на пирсе в условиях переменной влажности на границе сред вода/воздух в течение 3 лет.

Таблица 2 - Относительные показатели физико-механических свойств асфальтобетона, выдержанных в морской воде

Свойства	Тип асфальтобетона	Относительные показатели для составов					
		0	1	2	3	4	5
Выдержанные в морской воде в течение 3 лет							
Средняя плотность	А	1,0	1,06	1,08	1,03	1,05	1,03
	Б	1,0	1,06	1,08	1,03	1,03	1,05
	Г	1,0	1,00	1,00	0,96	0,96	0,00
	Д	1,0	1,00	0,97	0,97	0,98	0,00
Водонасыщение	А	1,0	0,50	0,39	0,57	0,59	0,77
	Б	1,0	0,81	0,45	0,53	0,67	0,43
	Г	1,0	0,80	1,15	2,76	2,44	-
	Д	1,0	0,95	3,54	4,70	1,70	-
Предел прочности при сжатии при 20 °С	А	1,0	1,95	1,94	1,19	1,43	1,43
	Б	1,0	2,17	2,06	1,70	1,49	2,23
	Г	1,0	1,25	1,33	1,15	1,19	-
	Д	1,0	1,02	1,02	0,88	0,91	-
Коэффициент водостойкости	А	1,0	1,14	1,11	0,95	0,90	0,89
	Б	1,0	0,86	0,88	0,82	0,79	0,92
	Г	1,0	1,13	0,92	0,96	1,00	-
	Д	1,0	1,13	1,09	1,10	1,06	-

Таблица 3 - Относительные показатели физико-механических свойств асфальтобетона, выдержанных в условиях переменной влажности на разделе сред вода/воздух в течение 3 лет

Свойства	Тип асфальтобетона	Относительные показатели для составов					
		0	1	2	3	4	5
Выдержанные на пирсе в условиях переменной влажности на разделе сред вода/воздух в течение 3 лет							
Средняя плотность	А	1,0	1,06	1,07	1,03	1,04	1,03
	Б	1,0	1,09	1,08	1,03	1,06	1,06
	Г	1,0	0,99	1,00	0,97	0,96	-
	Д	1,0	0,99	0,98	0,96	0,98	-
Водонасыщение	А	1,0	0,54	0,32	0,75	0,73	0,87
	Б	1,0	0,34	0,28	0,62	0,53	0,41
	Г	1,0	0,83	1,42	1,13	1,21	-
	Д	1,0	0,43	0,55	3,49	0,72	-
Предел прочности при сжатии при 50 °С	А	1,0	1,36	1,57	1,33	1,46	1,45
	Б	1,0	1,68	1,67	1,25	1,62	1,91
	Г	1,0	0,89	0,91	1,06	1,01	-
	Д	1,0	1,07	0,88	0,91	1,11	-
Предел прочности при сжатии при 20 °С	А	1,0	1,57	1,67	1,15	1,24	1,29
	Б	1,0	1,89	1,85	1,23	1,42	1,74
	Г	1,0	1,24	1,13	1,16	1,07	-
	Д	1,0	1,07	0,95	1,06	1,07	-
Коэффициент водостойкости	А	1,0	2,50	1,82	1,30	1,43	3,00
	Б	1,0	1,83	3,15	1,62	1,90	2,58
	Г	1,0	1,83	1,70	1,14	1,23	-
	Д	1,0	0,94	1,21	1,34	1,24	-

Для наглядности рассмотрения по результатам климатических испытаний асфальтобетона построены графики изменений относительных показателей (рис. 1, 2).

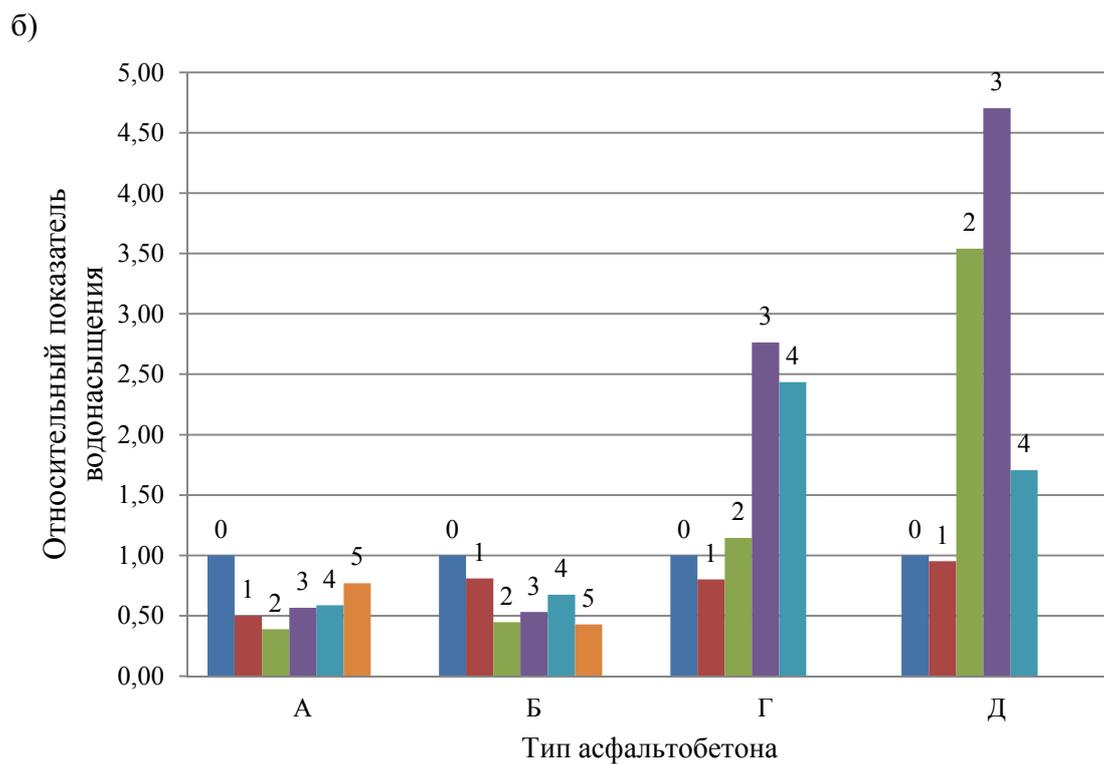
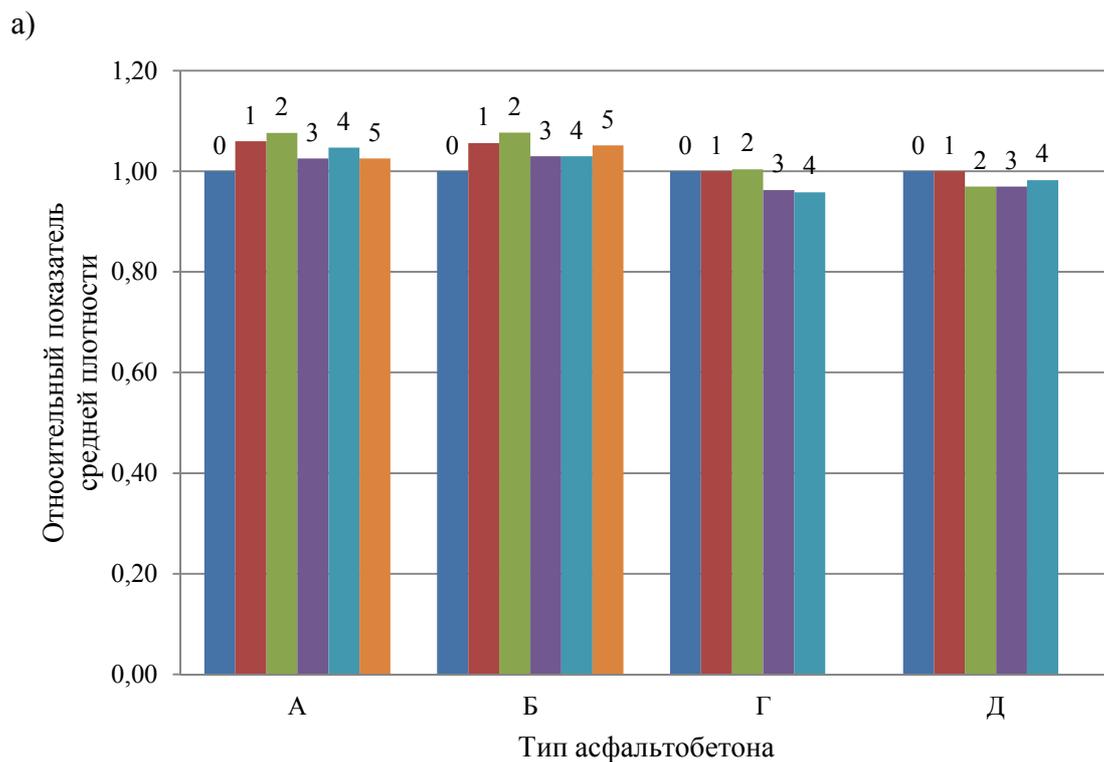


Рисунок 1 - Изменение а) средней плотности, б) водонасыщения образцов асфальтобетона (составы приведены в таблице 1), выдержанных в условиях морской воды в течение 3 лет

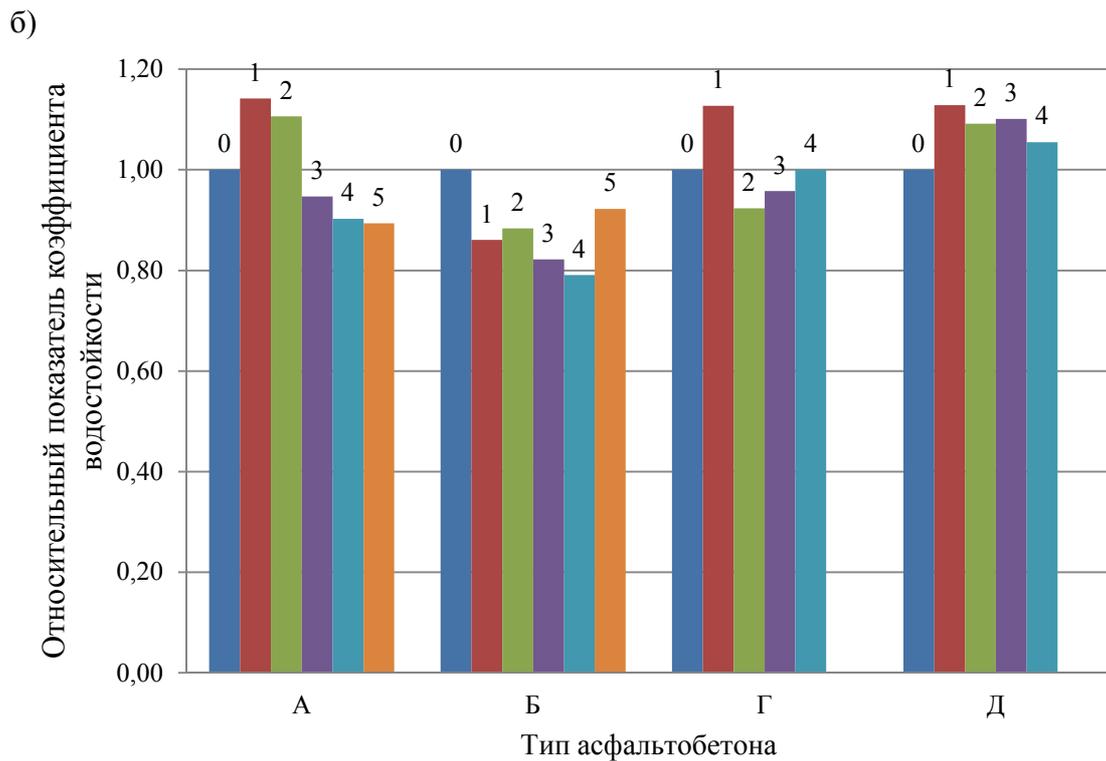
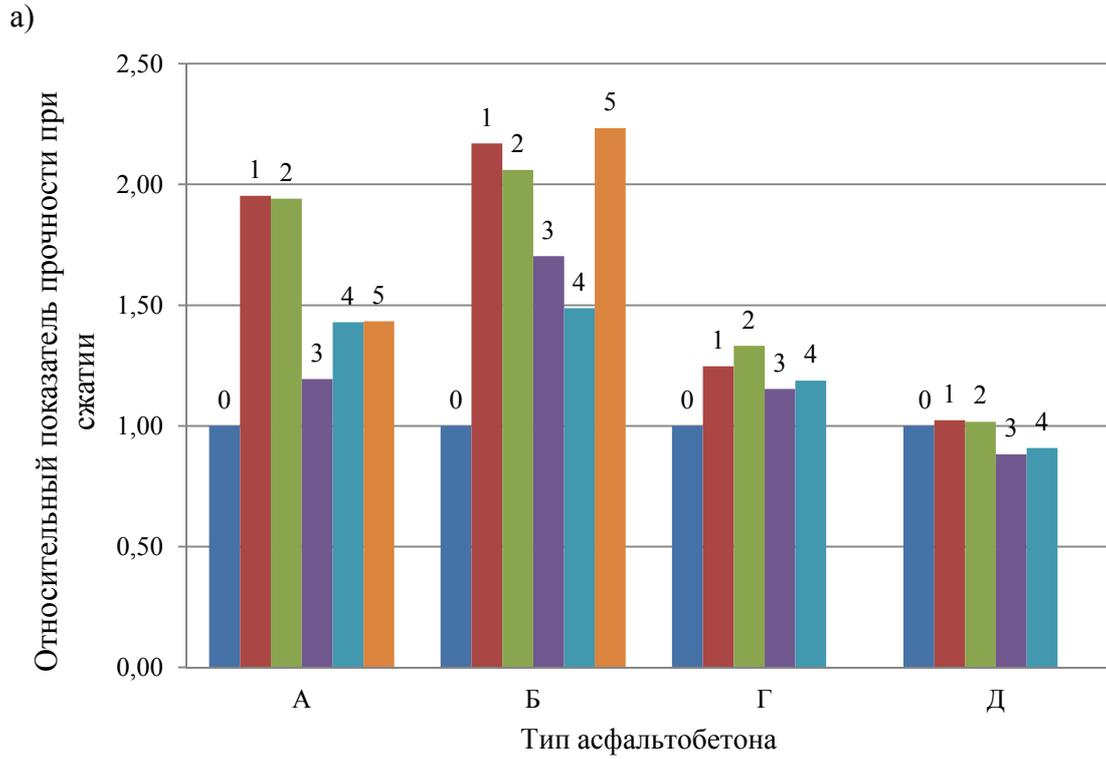
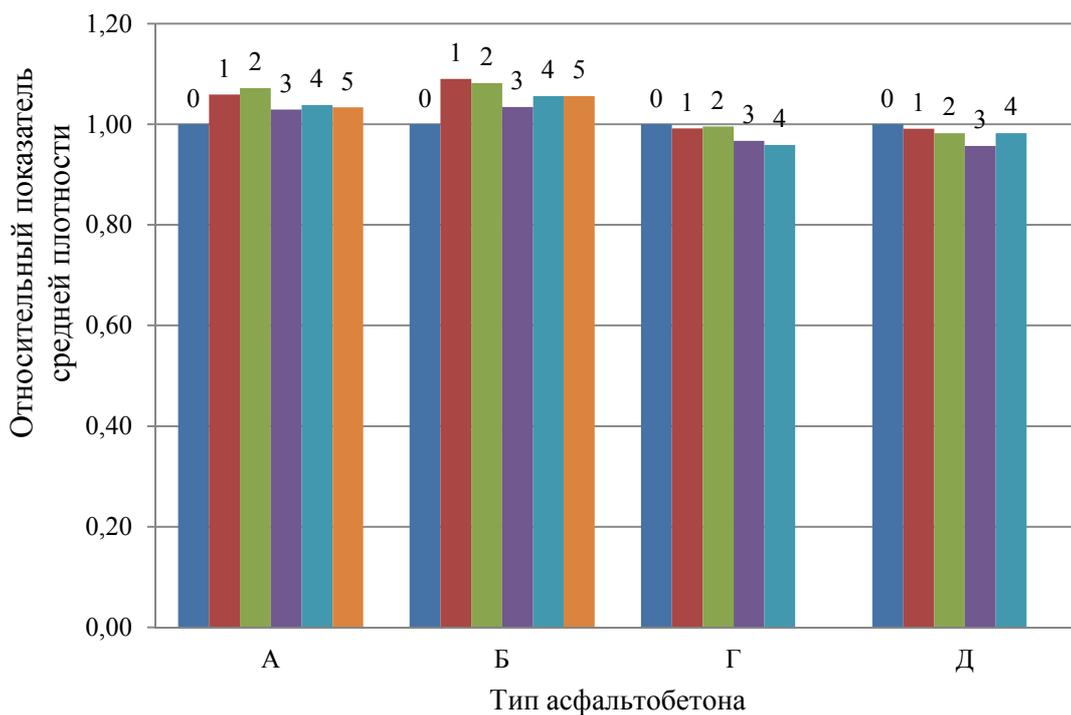


Рисунок 2 - Изменение а) предела прочности при сжатии при 20 °С, б) коэффициента водостойкости образцов асфальтобетона (составы приведены в таблице 1), выдержанных в условиях морской воды в течение 3 лет

а)



б)

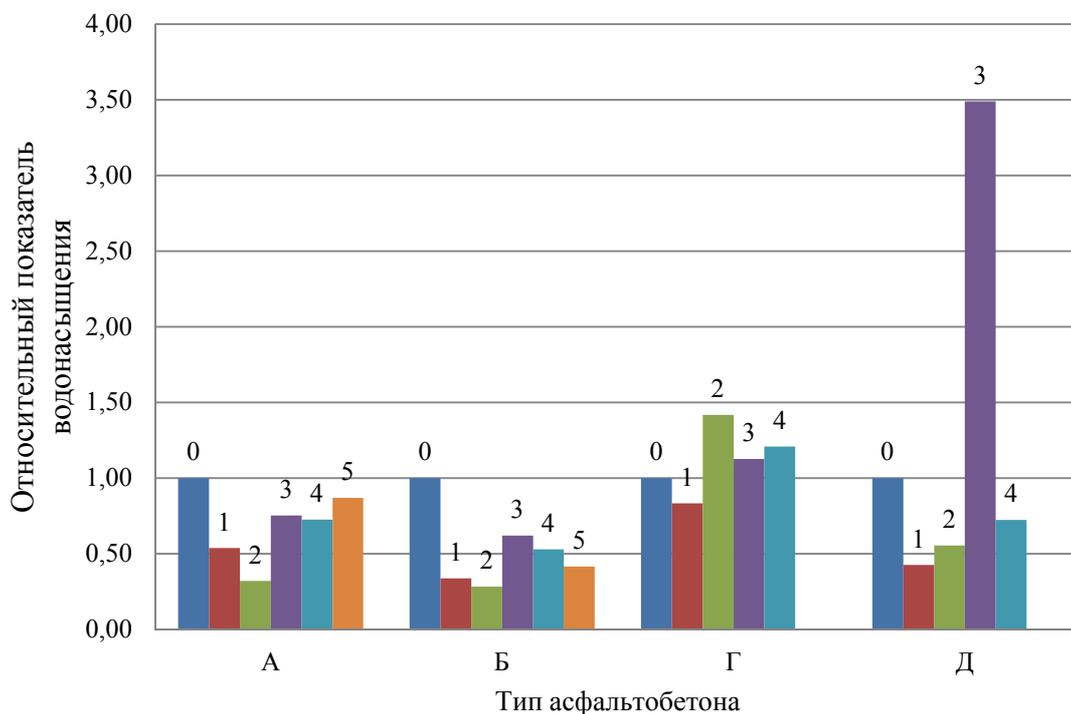
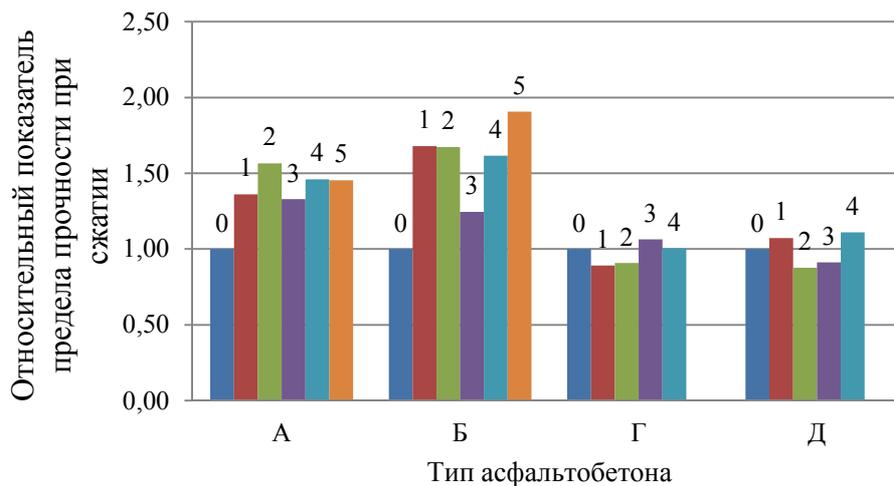
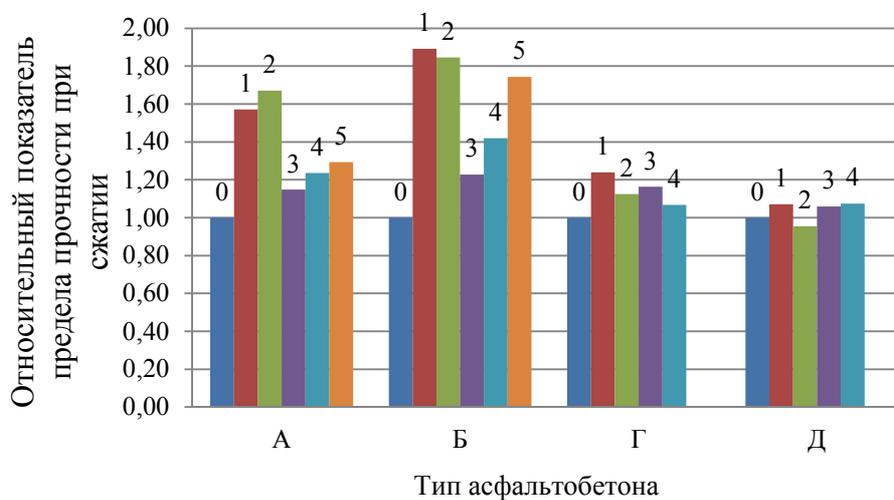


Рисунок 3 - Изменение а) средней плотности, б) водонасыщения, образцов асфальтобетона (составы приведены в таблице 1), выдержанных на пирсе в условиях переменной влажности на разделе сред вода/воздух в течение 3 лет

а)



б)



в)

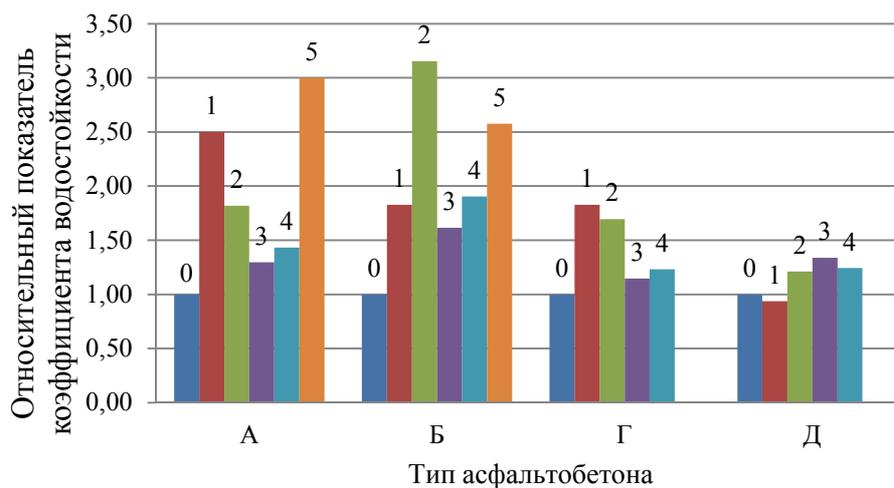


Рисунок 4 - Изменение а) предела прочности при сжатии при 50 °С и б) 20 °С и в) коэффициента водостойкости образцов асфальтобетона (составы приведены в таблице 1), выдержанных на пирсе в условиях переменной влажности на разделе сред вода/воздух в течение 3 лет

В результате исследований установлено, что воздействие переменной влажности и морской воды приводит к изменению физико-механических свойств асфальтобетона. Плотность асфальтобетона является основным показателем для оценки структуры материала. Обычно более высокой плотности при прочих одинаковых условиях соответствуют наивысшие показатели прочности и меньшее водонасыщение.

В группе образцов, выдержанных в морской воде (таблица 2) в течение 3 лет, эта зависимость сохраняется. При введении модификаторов «Телаз 1...3,5,6» можно наблюдать, что у всех щебеночных асфальтобетонов (тип А, Б) повысились практически все физико-механические характеристики, за исключением коэффициента водостойкости в некоторых отдельных случаях. Плотность у всех щебеночных составов асфальтобетона повысилась на 3-8 % (рисунок 1а), водонасыщение понизилось на 19-61 % (рисунок 1б), предел прочности при сжатии при 20 °С возрос также у всех щебеночных составов асфальтобетона на 19-123 % (рисунок 2а). Коэффициент водостойкости улучшил свои показатели только у щебеночных составов 1-А и 2-А на 14 % и 11 % соответственно, у остальных составов он потерял свои первоначальные значения на 8-21 % (рисунок 2б). Плотность песчаных асфальтобетонов (тип Г, Д), с введением модификатора «Телаз 1...3,5,6» осталась неизменной у составов 1-Г, 1-Д, 2-Г (рисунок 1а), у остальных - несколько утратила свои значения. Причем модификатор «Телаз1» повысил физико-механические характеристики составов 1-Г и 1-Д по сравнению с контрольными: при одинаковых показателях плотности (рисунок 1а), наблюдаем уменьшение водонасыщения на 20 % и 5 % (рисунок 1б), увеличение предела прочности при сжатии при 20 °С на 25 % и 2 % (рисунок 2а), повышение показателя коэффициента водостойкости на 13 % в обоих случаях (рисунок 2б). Можно обнаружить, что у песчаных составов типа Г с добавками «Телаз 2,3,5» происходит повышение предела прочности при сжатии при 20 °С на 33 %, 15 % и 19 % соответственно, причем у песчаных составов типа Д, модифицированных этими же добавками возрастает показатель водостойкости на 9 %, 10 % и 6 % соответственно.

В группе образцов, выдержанных на пирсе в условиях переменной влажности на границе сред вода/воздух (таблица 3) в течение 3 лет, во всех модифицированных составах можно наблюдать повышение показателя водостойкости по сравнению с контрольными составами на 14-215 % (рисунок 4в). У всех щебеночных образцов, с добавками «Телаз 1...3,5,6» физико-механические свойства выше по сравнению с контрольными составами: плотность возросла на 3-8 % (рисунок 3а), водонасыщение понизилось на 25-67 % (рис. 3б), увеличился предел прочности при сжатии при 50 °С на 36-91 % (рисунок 4а), при 20 °С на 15-89 % (рисунок 4б). У песчаных составов 1-Г и 1-Д с добавкой «Телаз 1» понизилось водонасыщение на 17 % и 57 % (рисунок 3б) и повысился предел прочности при сжатии при 20 °С на 24 % и 7 % (рисунок 4б) соответственно по сравнению с контрольными составами. В песчаном составе 4-Д, модифицированным добавкой «Телаз 5», наблюдается понижение водонасыщения на 28 % (рисунок 3б), увеличение показателей предела прочности при 50 °С и при 20 °С на 11 % и 7 % соответственно (рисунки 4а, 4б).

Анализируя влияние климатических факторов на образцы, можно сделать заключение о том, что щебеночные асфальтобетоны, модифицированные добавками «Телаз», являются наиболее стойкими к воздействию климатических факторов: на пирсе в условиях переменной влажности на границе разделов вода/воздух и в морской воде. Важно отметить, что добавление модификаторов «Телаз» к щебеночным асфальтобетонам, позволяют повысить долговечность асфальтобетона в рассматриваемых климатических условиях. «Телаз» улучшает адгезионные свойства битума, тем самым повышая физико-механические характеристики асфальтобетона с его применением.

Поскольку прочность и водонасыщение являются основными показателями, определяющими долговечность асфальтобетонного покрытия, полученные результаты позволяют говорить об увеличении межремонтного срока эксплуатации асфальтобетонных дорожных покрытий на основе следующих составов асфальтобетонов приведенных в табл. 1: щебеночные составы асфальтобетонов типа А и Б с добавками типа «Телаз» при изученных в настоящей работе климатических воздействиях.

Выводы по результатам исследований:

- Проведены испытания асфальтобетонов различных типов (щебеночный плотный, песчаный плотный, асфальтобетоны с модифицирующей добавкой) в условиях воздействия переменной влажности, солевого тумана, ультрафиолетового облучения побережья Черного моря и морской воды, исследована долговечность асфальтобетонов в данных средах.
- Показаны процессы старения асфальтобетона при воздействии в течение 3 лет климатических факторов, а также установлено влияние климатических факторов на показатели плотности, водонасыщения, прочности при 50 °С и 20 °С и водостойкости асфальтобетона.
- Выявлена высокая устойчивость к старению щебеночных составов асфальтобетонов типа А и Б с добавками типа «Телаз», данные составы можно рекомендовать для использования в агрессивных средах.
- Результаты исследований могут быть использованы при создании долговечных асфальтобетонов.

Работа выполнена в рамках гранта Российского фонда фундаментальных исследований №13-08-97171 «Исследования в области создания новых полимербетонов, каркасных фибробетонов, бетонов различного фракционного состава с биоцидными добавками для организации промышленного производства строительных изделий с повышенной долговечностью, биологической и климатической стойкостью на предприятиях Республики Мордовия».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Соломатов, В.И. Эпоксидно-битумные композиты [Текст] / В.И. Соломатов, В.Т. Ерофеев, Ю.И. Калгин, Н.И. Мищенко // Промышленное и гражданское строительство, 2000. – № 11. – С. 22-25.
2. Лаврухин, В.П. Усталостная долговечность асфальтобетонов на модифицированных битумах [Текст] / В.П. Лаврухин, Ю.И. Калгин, В.Т. Ерофеев // Вестник Мордовского университета, 2001. – № 3-4. – С. 128.
3. Ерофеев, В.Т. Дорожные битумо-минеральные материалы на основе модифицированных битумов (технология, свойства, долговечность) [Текст]: монография / В.Т. Ерофеев, Ю.М. Баженов, Ю.И. Калгин и др.; под ред. Ю.М. Баженова, В.Т. Ерофеева. – Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2009. – 85 с.
4. Руденский, А.В. Повышение долговечности асфальтобетонов введением активного комплексного модификатора [Текст] / А.В. Руденский, О.Н. Никонова, М.Г. Казиев // Строительные материалы. – 2011. – №10. – С. 10-11.
5. Иноземцев С.С. Эксплуатационные свойства наномодифицированных щебеночно-мастичных асфальтобетонов [Текст] / С.С. Иноземцев, Е.В. Королев // Вестник Московского государственного строительного университета. – 2014. – №3. – С. 29-39.
6. Тыртышов, Ю.П. К вопросу о долговечности асфальтовых покрытий [Текст] / Ю.П. Тыртышов, С.В. Скориков // Вестник Северо-Кавказского государственного технического университета. – 2007. – №3(12). – С. 38-42.
7. Рекомендации по выбору битумов для строительства дорожных одежд в различных климатических условиях. – М.: СоюздорНИИ, 1974. 26 с.
8. Ребиндер, П.А. Физико-химическая механика дисперсных структур [Текст]. – М.: Наука. 1966. С. 6-12.
9. Киселев, В.П. Органический компонент асфальтобетонных смесей [Текст] / В.П. Киселев, А.А. Ефремов, М.Б. Бугаенко // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2012. – №3. – С. 207-218.
10. Иноземцев, С.С. Структура и свойства наномодифицированных щебеночно-мастичных асфальтобетонов с повышенными показателями эксплуатационных свойств: дис. ... техн. наук: 05.23.05 / Иноземцев Сергей Сергеевич. – Москва, 2013. – 186с.
11. Чан Нгок Хынг. Асфальтобетон с повышенными эксплуатационными свойствами для условий жаркого и влажного климата Вьетнама: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.05 / Чан Нгок Хынг. – Ростов-на-Дону, 2011. – 222с.

Ерофеев Владимир Трофимович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой строительных материалов и технологий

E-mail: fac-build@adm.mrsu.ru

Ликомаскина Майя Алексеевна

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск

аспирант

E-mail: chakichevama@list.ru

V. EROFEEV, M. LIKOMASKINA

STUDY OF RESISTANCE OF MODIFIED ASPHALT - CONCRETE IN CLIMATIC CONDITIONS OF THE BLACK SEA COAST

The paper presents the study of longevity of different types of asphalt modified with an amine derivative of a compound of type Telaz grades 1, 2, 3, 5 and 6 in the climatic conditions of the Black Sea coast. The influence of climatic factors (UV radiation, salt fog, moist air), the Black Sea coast and the sea water on physical and mechanical properties of modified asphalt concrete. Showing the aging process of asphalt concrete at impact for 3 years of climatic factors, as well as set the effect of climatic factors on the density indicators, water saturation, the strength at 50 ° C and 20 ° C, the water resistance of asphalt concrete. The high resistance to aging asphalt with additives. Macadam asphalt compositions of type A and B with modifying additives approved for use in road construction, as well as the construction of various buildings.

Keywords: asphalt; asphalt mixture; durability; aging; biostability.

BIBLIOGRAPHY

1. Solomatov, V.I. Epoksidno-bitumnyye kompozity [Tekst] / V.I. Solomatov, V.T. Yerofeyev, YU.I. Kalgin, N.I. Mishchenko // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo, 2000. – № 11. – S. 22-25.
2. Lavrukhin, V.P. Ustalostnaya dolgovechnost' asfal'tobetonov na modifitsirovannykh bitumakh [Tekst] / V.P. Lavrukhin, YU.I. Kalgin, V.T. Yerofeyev // Vestnik Mordovskogo universiteta, 2001. – № 3-4. – S. 128.
3. Yerofeyev, V.T. Dorozhnyye bitumomineral'nyye materialy na osnove modifitsirovannykh bitumov (tekh-nologiya, svoystva, dolgovechnost') [Tekst]: monografiya / V.T. Yerofeyev, YU.M. Bazhenov, YU.I. Kalgin i dr.; pod red. YU.M. Bazhenova, V.T. Yerofeyeva. – Saransk: Izd-vo Mordov. un-ta, 2009. – 85 s.
4. Rudenskiy, A.V. Povysheniye dolgovechnosti asfal'tobetonov vvedeniyem aktivnogo kompleksnogo mo-difikatora [Tekst] / A.V. Rudenskiy, O.N. Nikonova, M.G. Kaziyev // Stroitel'nyye materialy. – 2011. – №10. – S. 10-11.
5. Inozemtsev S.S. Ekspluatatsionnyye svoystva nanomodifitsirovannykh shchebenochno-mastichnykh asfal'tobetonov [Tekst] / S.S. Inozemtsev, Ye.V. Korolev // Vestnik Moskovskogo gosudarstvennogo stroitel'nogo uni-versiteta. – 2014. – №3. – S. 29-39.
6. Tyrtyshev, YU.P. K voprosu o dolgovechnosti asfal'tovykh pokrytiy [Tekst] / YU.P. Tyrtyshev, S.V. Skorikov // Vestnik Severo-Kavkazskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. –2007. – №3(12). – S. 38-42.
7. Rekomendatsii po vyboru bitumov dlya stroitel'stva dorozhnykh odezhd v razlichnykh klimaticheskikh usloviyakh. – M.: SoyuzdorNII, 1974. 26 s.
8. Rebinder, P.A. Fiziko-khimicheskaya mekhanika dispersnykh struktur [Tekst]. – M.: Nauka. 1966. S. 6-12.
9. Kiselev, V.P. Organicheskiy komponent asfal'tobetonnykh smesey [Tekst] / V.P. Kiselev, A.A. Yefremov, M.B. Bugayenko // Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta. – 2012. – №3. – S. 207-218.
10. Inozemtsev, S.S. Struktura i svoystva nanomodifitsirovannykh shchebenochno-mastichnykh asfal'tobetonov s povyshennymi pokazatelyami ekspluatatsionnykh svoystv: dis. ... tekhn. nauk: 05.23.05 / Inozemtsev Sergey Sergeevich. – Moskva, 2013. – 186s.
11. Chan Ngok Khyng. Asfal'tobeton s povyshennymi ekspluatatsionnymi svoystvami dlya usloviy zharko-go i vlazhnogo klimata V'yetnama: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.05 / Chan Ngok Khyng. – Rostov-na-Donu, 2011. – 222s.

V. Erofeev

Ogarev Mordovia state university, Saransk

Doctor of Technical Sciences, professor, head of the department of structural material and technology

E-mail: fac-build@adm.mrsu.ru

M. Likomaskina

Ogarev Mordovia state university, Saransk

Post-graduate student

E-mail: chakichevama@list.ru

НИЗОВЦЕВ М.И., СТЕРЛЯГОВ А.Н.

ТЕПЛО-ВЛАЖНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТЕРМОИЗОЛЯЦИОННОЙ ФАСАДНОЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ ПАНЕЛЕЙ С ВЕНТИЛИРУЕМЫМИ КАНАЛАМИ

В статье представлены данные по тепло-влажностным характеристикам новой фасадной системы утепления на основе панелей с вентиляруемыми каналами. Приведены результаты расчетов приведенных сопротивлений теплопередаче кирпичных стен строящихся и реконструируемых зданий при утеплении их панелями с вентиляруемыми каналами. На основании тепловых расчетов определены коэффициенты теплотехнической однородности для кирпичных стен различной толщины при утеплении их панелями с вентиляруемыми каналами. Выполнены нестационарные тепло-влажностные расчеты утепленных конструкций за период трех лет для вновь построенных и реконструированных зданий с кирпичными наружными стенами.

Ключевые слова: *вентилируемый фасад, теплоизоляционная панель, вентиляруемые каналы, коэффициент теплотехнической однородности, влажностный расчет*

Введение

По оценкам специалистов около 23% от всего расхода энергоресурсов в России приходится на потребление тепловой энергии зданиями и сооружениями [1, 2]. При этом значительная часть от общего фонда зданий построена до 2000 года и имеет повышенный расход энергии на отопление по сравнению с современными нормативными требованиями [3]. Поэтому, для экономии тепловой энергии весьма актуальна реконструкция зданий с целью повышения их энергетической эффективности. В настоящее время при реконструкции существующих и строительстве новых зданий активно применяются навесные фасадные системы с вентиляруемыми воздушными зазорами (вентилируемые фасады). Система вентиляруемого фасада, как правило, включает слой утеплителя, для увеличения сопротивления теплопередаче наружных стен и уменьшения расхода тепла на отопление в холодный период года и расхода энергии на кондиционирование помещений в летний период. Одной из основных функций вентиляруемого фасада является поддержание наружного слоя утеплителя в относительно сухом состоянии, так как его высокие теплотехнические характеристики в значительной степени определяются влажностным состоянием [4, 5]. Наибольшее распространение системы вентиляруемых фасадов получили в регионах с низкими продолжительными температурами в зимний период. В тоже время вентиляруемые фасады могут применяться и в регионах с жарким климатом для снижения влияния нагрева наружных поверхностей стен на внутренний микроклимат помещений [6, 7].

Большинству систем навесных вентиляруемых фасада свойственна существенная теплотехническая неоднородность, вызванная наличием большого количества кронштейнов, проходящих сквозь теплоизоляционный слой и являющихся мостиками холода [8-11]. При установке системы вентиляруемого фасада на стене здания в первую очередь производится монтаж подсистемы, состоящей из направляющих и металлических кронштейнов, закрепляемых на стене с помощью анкеров. Кроме того с помощью дюбелей на стене здания закрепляется слой теплоизоляционного материала. На заключительной стадии монтажа на некотором расстоянии от утеплителя устанавливается слой наружной облицовки. Таким образом, при установке системы вентиляруемого фасада все операции выполняются на строительной площадке, что осложняет контроль качества монтажных работ, а также увеличивает время их выполнения.

Для уменьшения количества операций на строительной площадке при утеплении вновь строящихся и реконструируемых зданий весьма эффективно может использоваться новая теплоизоляционная фасадная система “Термолэнд” на основе теплоизоляционных панелей с вентиляруемыми каналами заводского изготовления.

Фасадная система на основе с вентилируемыми каналами

Основу новой фасадной системы “Термолэнд” (рис.1) составляют теплоизоляционные панели, которые изготавливаются в заводских условиях на конвейерной линии. Снаружи панели расположена облицовка, представляющая собой тонкий слой металла со специальным декоративным покрытием. Облицовка наклеивается на слой минеральной ваты, который с наружной стороны имеет вертикальные вентилируемые каналы (рис.2), поперечное сечение вентиляционных каналов $20 \times 40 \text{ мм}^2$, расстояние между каналами 62 мм, данные размеры были определены из тепло-влажностных расчетов, результаты которых приведены ниже. Общая толщина слоя утеплителя в панели d может изменяться в зависимости от назначения панели. Общие размеры стандартной панели $3000 \times 1190 \text{ мм}$.

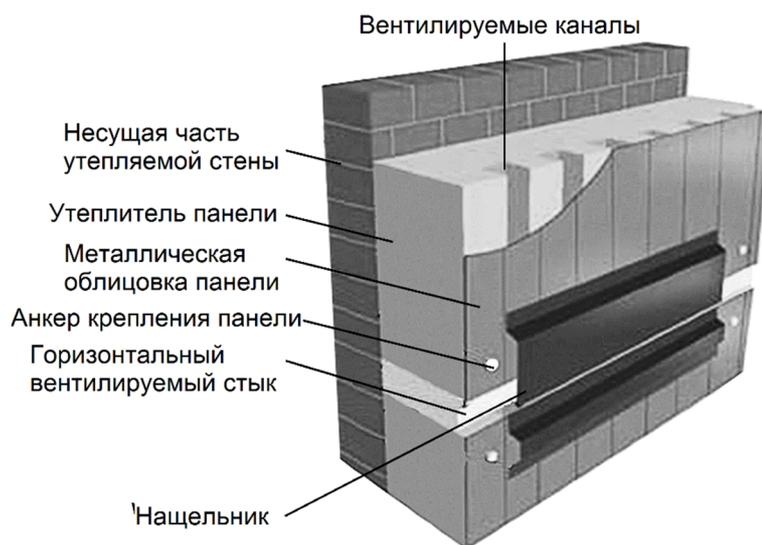


Рисунок 1 - Фасадная система с вентилируемыми каналами

Панели крепятся к стене вновь строящегося или реконструируемого здания стальными анкерами. Между панелями при монтаже оставляются горизонтальные промежутки, заполняемые минеральной ватой до дна вентиляционных каналов, таким образом, формируются горизонтальные вентилируемые щели, которые с наружной стороны прикрываются вентиляционными нащельниками.

Для новой фасадной системы в Институте теплофизики СО РАН была выполнена серия тепловых и влажностных расчетов кирпичных стен при утеплении данной фасадной системой. В расчетах рассматривались два широко распространенных варианта стен:

Вариант 1. Стена нового здания из глиняного кирпича толщиной 250 мм с утеплением теплоизоляционными панелями толщиной 160 мм с вентилируемыми каналами.

Вариант 2. Стена реконструируемого здания из глиняного кирпича толщиной 640 мм с утеплением теплоизоляционными панелями толщиной 140 мм с вентилируемыми каналами.

Результаты тепловых расчетов

При реконструкции и новом строительстве зданий, возникает потребность в определении толщины теплоизоляционной панели, обеспечивающей требуемое приведенное сопротивление теплопередаче наружной стены. С использованием компьютерной программы “Therm 5” [12], позволяющей проводить 2-мерные тепловые расчеты строительных конструкций были выполнены расчеты полей температуры в стенах зданий из глиняного кирпича толщиной кладки 250 мм и 640 мм при утеплении их панелями с вентиляционными каналами разной толщины. Расчеты были проведены для климатических условий г.Новосибирска с учетом слоя цементно-песчаной штукатурки на внутренней поверхности стены. Результаты расчета утепления кирпичной стены толщиной 250 мм панелью толщиной 160 мм показаны на рис. 2.

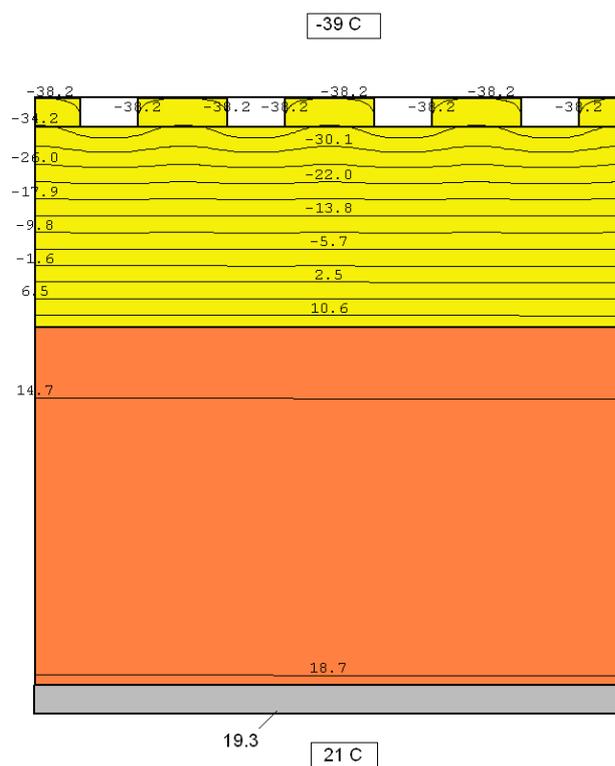


Рисунок 2 - Результаты теплового расчета кирпичной стены толщиной 250мм при утеплении теплоизоляционной панелью толщиной 160 мм

Согласно результатам расчета распределение температуры по толщине стены равномерное и температура на внутренней поверхности стены напротив вентилируемых каналов панели не отличалась от температуры всей внутренней поверхности стены.

На основании тепловых расчетов были определены приведенные сопротивления теплопередаче стен зданий из глиняного кирпича толщиной 250 мм, 640 мм при утеплении их теплоизоляционными панелями разной толщины (рис.3).

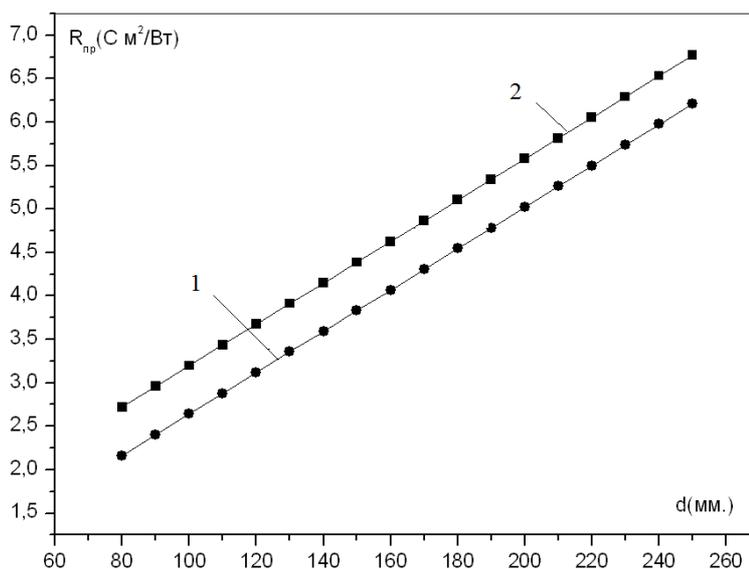


Рисунок 3 - Зависимость приведенных сопротивлений теплопередаче утепленных кирпичных стен от толщины теплоизоляционной фасадной панели:
1 - кирпичная кладка толщиной 250 мм, 2 - кирпичная кладка толщиной 640 мм

Из анализа графических зависимостей следует, что они имеют линейный характер в диапазоне 80 до 250 мм. По результатам тепловых расчетов были определены рекомендуемые толщины теплоизоляционных панелей с вентилируемыми каналами для кирпичных стен разной толщины при условии превышения требуемых приведенных сопротивлений теплопередаче стен жилых зданий для условий г. Новосибирска. Согласно выполненным расчетам, рекомендуемая толщина теплоизоляционных панелей для кирпичной кладки толщиной 250 мм составила 160 мм, для кладки толщиной 640мм – 140мм.

Крепление теплоизоляционных панелей к кирпичной кладке металлическими анкерами приводит к дополнительным тепловым потерям, относительную величину которых можно характеризовать коэффициентом теплотехнической однородности. С целью определения коэффициентов теплотехнической однородности крепления панелей были выполнены тепловые расчеты узла крепления теплоизоляционной панели к стене. Расчеты проведены с использованием специализированной компьютерной программы “HEAT 3.5”, предназначенной для проведения трехмерных тепловых расчетов элементов строительных конструкций [13].

В расчетах рассматривалась типовая теплоизоляционная панель с вентилируемыми каналами размером 1190×3000 мм, которая крепилась к кирпичной кладке 8, 12 или 15 стальными анкерами Ø 8 мм. Размеры расчетного участка определялись поверхностью теплоизоляционной плиты, приходящийся на 1 анкер. Расчеты выполнены для климатических условий г. Новосибирска. На рис.4 приведены результаты расчета распределения температуры кирпичной кладки толщиной 250 мм утепленной теплоизоляционной панелью толщиной 160 мм в сечении анкера крепления при использовании 15 анкеров на панель.

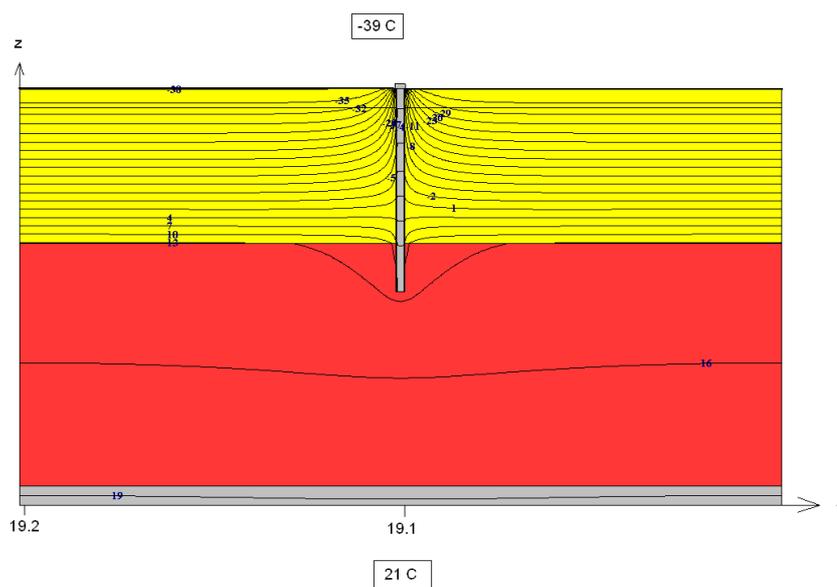


Рисунок 4 - Результаты расчета распределения температуры в сечении анкера крепления панели для кирпичной кладки 250 мм при количестве анкеров 15 шт./панель

Согласно результатам расчета температура внутренней поверхности стены напротив расположения анкера была достаточно высокая 19,1 °С и лишь на 0,1°С отличалась от температуры внутренней поверхности стены вдали от анкера.

По результатам расчетов были определены коэффициенты теплотехнической однородности крепления панелей на кирпичной кладке толщиной 250 мм и 640 мм при различном количестве анкеров крепления на одну панель. Результаты расчетов представлены на рис. 5.

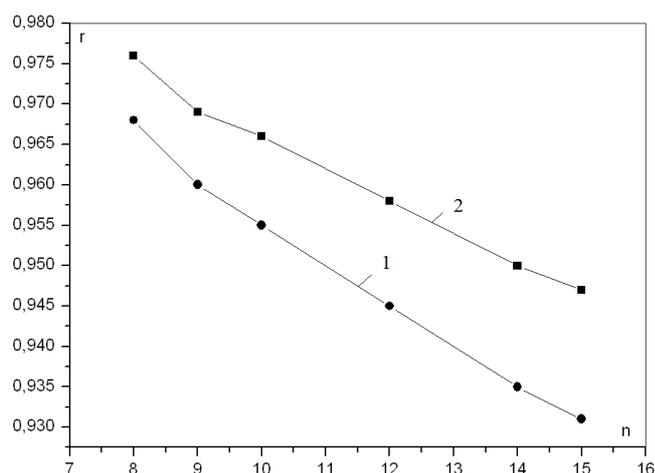


Рисунок 5 - Коэффициент теплотехнической однородности утепленной кирпичной стены при различном количестве анкеров крепления на одну панель: 1- кирпичная кладка толщиной 640 мм, 2- кирпичная кладка толщиной 250 мм

Выполненные теплотехнические расчеты показали, что коэффициенты теплотехнической однородности крепления панелей с вентилируемыми каналами для вновь строящихся и реконструируемых кирпичных зданий лежат в диапазоне 0,98 – 0,93, и они существенно выше коэффициентов теплотехнической однородности крепления обычных систем навесных вентилируемых фасадов [8, 9, 11].

Результаты расчетов влажностного состояния

Для рассматриваемых вариантов стен вновь строящихся и реконструируемых зданий при их утеплении панелями с вентилируемыми каналами были выполнены нестационарные тепло-влажностные расчеты. Расчеты выполнялись с использованием компьютерной программы “Wufi 2D-3” [14] за период 3 лет для климатических условий г. Новосибирска.

В расчетах наружных стен нового здания начальная влажность кирпичной кладки толщиной 250мм и штукатурного слоя после завершения строительства здания принималась в расчетах равной сорбционной влажности материалов при 80% относительной влажности воздуха. В результате расчетов была определена плотность диффузионного потока влаги и его направление на границе слоев кирпичная кладка (толщиной 250мм) – утеплитель панели (толщиной 160мм) за 3-х летний период и в зимнее время (рис. 6).

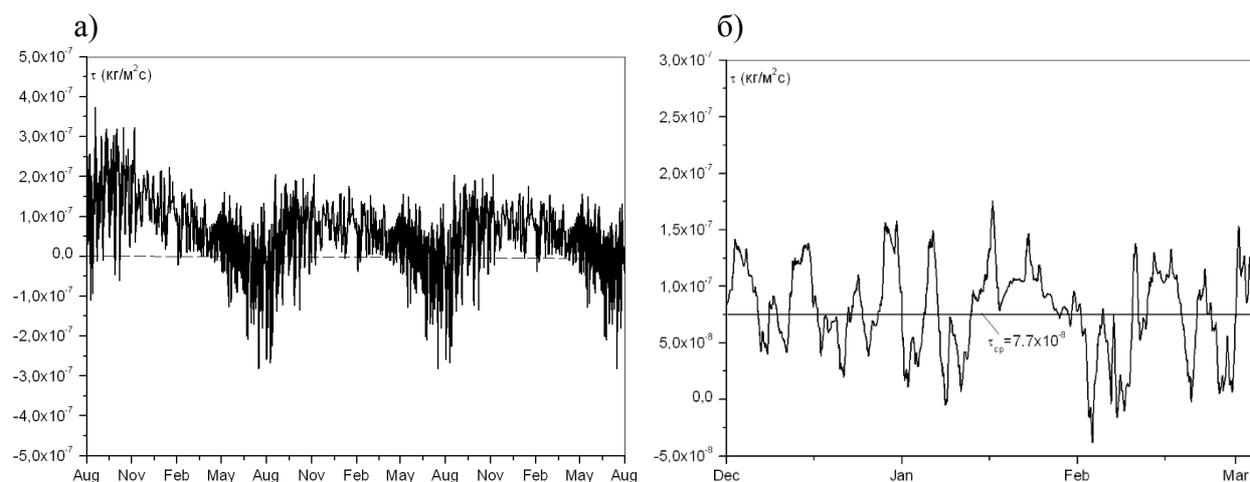


Рисунок 6 - Плотность диффузионного потока влаги на границе кирпичная кладка (250мм) и утеплитель панели (160мм): а) за 3-х летний период, б) в зимнее время

Из анализа представленных на рисунке результатов следует, что зимой поток влаги направлен из кирпичной кладки в утеплитель (положительное значение), а летом, преимуще-

ственно, наоборот, из утеплителя в кирпичную кладку (отрицательное значение). По результатам расчетов в зимние месяцы следует, что средняя плотность диффузионного потока влаги для данного периода составила $q_{m.ср.}=7,7 \times 10^{-8} \text{ кг/м}^2\text{с}$. В целом, расчеты изменения влажностного состояния показали, что влажность кирпичной кладки стены резко снижалась в первый год после окончания строительства и далее находилась на уровне $0,2 \div 0,3\%$, а влажность минеральной ваты в первый год повышалась до 2% и не превышала $1,5\%$ в последующие годы.

В расчетах наружных стен реконструируемого здания начальные влажности кирпичной кладки и штукатурного слоя принимались в расчетах равными сорбционной влажности при 50% влажности воздуха. Были выполнены расчеты изменения плотности диффузионного потока влаги на границе кирпичной кладки и слоя утеплителя (рис.7).

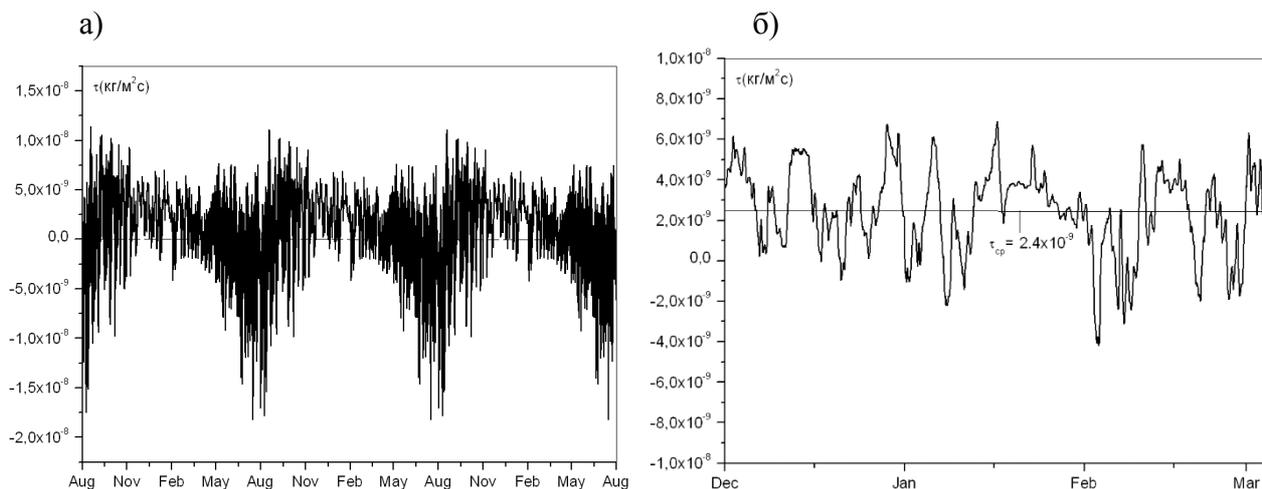


Рисунок 7 - Плотность диффузионного потока влаги на границе кирпичная кладка (640мм) и утеплитель панели (140мм): а) за 3-х летний период, б) в зимнее время

Результаты расчетов показали, что, как и в случае расчетов для нового здания, зимой поток влаги направлен из кирпичной кладки в утеплитель, а летом, преимущественно, наоборот, из утеплителя в кирпичную кладку. Средний диффузионный поток влаги на границе кирпичная кладка – утеплитель в зимний период согласно расчетам был 2.4×10^{-9} , таким образом, его величина была более чем в 3 раза ниже, чем значение потока влаги для нового здания. Согласно результатам расчета изменения влажностного состояния стен реконструируемого здания наблюдались циклические колебания влажности кирпичной кладки от $0,22\%$ до $0,26\%$, а влажность минеральной ваты в панели в течение всего расчетного периода не превышала 1% . Таким образом, при утеплении кирпичных стен, как нового, так и реконструируемого здания с помощью рассматриваемой фасадной системы с теплоизоляционными панелями с вентилируемыми каналами, утеплитель в панели и кирпичная кладка находились в сухом состоянии в течение всего расчетного периода [15].

Были проведены расчеты газодинамики вентилируемых каналов теплоизоляционной панели в январе месяце при средней температуре воздуха на улице $-18,8^\circ\text{C}$ и относительной влажности воздуха 80% , что характерно для климатических условий г. Новосибирска. Скорость воздуха в вентилируемых каналах по результатам расчетов составила $0,2 \text{ м/с}$, и каждый вентилируемый канал позволял удалять до $0,3 \times 10^{-7} \text{ кг/с}$ влаги при потребности $0,2 \times 10^{-7} \text{ кг/с}$. Анализ результатов расчетов показал, что конденсации и накопления влаги в вентилируемых каналах происходить не будет при организации межэтажных воздухоприточных и воздухоотводящих щелей. Таким образом, расчеты подтвердили, что выбранная геометрия вентилируемых каналов обеспечивает удаление влаги из утеплителя при организации межэтажных входов и выходов воздуха в вентиляционные каналы.

Выводы

Для новой фасадной системы на основе теплоизоляционных панелей с вентилируемыми каналами заводского изготовления определены приведенные сопротивления теплопередаче стен

кирпичных зданий различной толщины при их утеплении теплоизоляционными панелями с вентиляционными каналами.

Выполненные тепловые расчеты показали, что коэффициенты теплотехнической однородности новой системы утепления фасадов для строящихся и реконструируемых кирпичных зданий лежат в диапазоне $0,98 \div 0,93$, что существенно выше коэффициентов теплотехнической однородности крепления обычных вентилируемых фасадов.

Выполненные влажностные расчеты подтвердили, что для строящихся и реконструируемых кирпичных зданий могут быть использованы фасадные системы на основе панелей с вентилируемыми каналами предложенной геометрии, при этом кирпичная кладка и слой утеплителя в панелях будут находиться в относительно сухом состоянии, удовлетворяющем нормативным требованиям.

Работа выполнена при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований (проект № 16-48-700367 p_a).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Терентьев Д.М. Повышение энергоэффективности зданий, строений и сооружений. Задачи Минстроя России [Текст] // Энергосбережение. – 2015. - №3. – С. 18-21.
2. Башмаков, И.А. Повышение энергоэффективности в российских зданиях: прогноз до 2050 года [Текст] // Вопросы экономики. - 2016. - № 3. - С. 75-98.
3. СП 50.13330.2011 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003, Госстрой России. - 2011.
4. Богословский, В.Н. Строительная теплофизика [Текст]. – М.: «Высшая школа», - 1982. – 415 с.
5. Куприянов, В.Н. Основные принципы конструирования наружных стен с ограничением конденсации в них парообразной влаги [Текст] // Строительные материалы и технологии. – 2015. - №2(58). - С.120-127.
6. Nocera, F. Thermofluid-dynamic analysis of ventilated facades [Text] / F. Nocera, A. Ferlito, A. Galesi F. Patania, A. Gagliano // Energy and Buildings. – 2010. - № 42. - PP. 1148–1155.
7. Sanjuana C. Energy performance of an open-joint ventilated facade compared with a conventional sealed cavity facade [Text] / C. Sanjuana, M.Suarez, M. Gonzalez, J. Pistono, E. Blanco // Solar Energy. – 2011. - № 85. - PP. 1851–1863.
8. Гагарин, В.Г. Расчет теплозащиты фасадов с вентилируемым воздушным зазором [Текст] / В.Г. Гагарин, В.В. Козлов, Е.Ю. Цыкановский // АВОК. - 2004. - №3. - С. 20–26.
9. Машенков, А.Н. Определение коэффициента теплотехнической однородности навесных фасадных систем с воздушным зазором [Текст] / А.Н. Машенков, Е.В. Чебурканова // Строительные материалы. - 2007. - №6. - С. 10–12.
10. Умнякова, Н.П. Элементы навесных вентилируемых фасадов, определяющие их теплозащитные качества [Текст] // Архитектура и строительство. - 2009. - №5. - С. 372–380.
11. Туснина, О.А. Теплотехнические свойства различных конструктивных систем навесных вентилируемых фасадов [Текст] / О.А. Туснина, А.А. Емельянов, В.М. Туснина // Инженерно-строительный журнал. - 2013. - №8(43). - С. 54–63.
12. THERM 5.2/WINDOW 5.2 NFRC Simulation Manual, Lawrence Berkeley National Laboratory. - 2006.
13. Thomas Blomberg, HEAT 3 a PC- program for heat transfer in three dimensions. Manual with brief theory and examples, Lund-Gotheenbrog Grop for Computational Building Physics. - 2001.
14. Zirkelbach D., Schmidt Th., Kunzel H.M., Kehrer M., Bludau Ch. WIFI 2D Installation and Introduction. Fraunhofer Institute of Building Physics. - 2007.
15. Низовцев М.И. Новая теплоизоляционная фасадная система зданий на основе панелей с вентилируемыми каналами [Текст] / Низовцев М.И., Белый В.Т., Стерлягов А.Н. // Известия Вузов. Строительство. - 2015. - № 10. – С. 25-32.

Низовцев Михаил Иванович

Институт теплофизики им. С.С. Кутателадзе СО РАН, г.Новосибирск
Доктор технических наук, зав. лаборатории проблем энергосбережения
E-mail: nizovtsev@itp.nsc.ru

Стерлягов Алексей Николаевич

Институт теплофизики им. С.С. Кутателадзе СО РАН, г.Новосибирск
Кандидат технических наук, старший научный сотрудник
E-mail: sterlyagov@itp.nsc.ru

M. NIZOVITSEV, A. STERLYAGOV

HEAT-MOISTURE FEATURES OF THE HEAT-INSULATING FACADE SYSTEM BUILDINGS BASED PANELS WITH VENTILATED CHANNELS

The article presents data on heat and moisture features a new thermal insulating facade system based on heat-insulating panels with ventilated channels. The calculation results are shown thermal resistances of brick walls of newly constructed and renovated buildings insulation of panels with ventilated channels. On the basis of thermal calculations, heat transfer performance uniformity factors of brick walls with different thickness insulation of panels with ventilated channels are determined. Non-stationary thermal and moisture calculations of newly constructed and renovated buildings with brick outer walls were carried out to determine the humidity dynamics of heat-insulating and structural wall layers over a period of three years.

Keywords: ventilated facade, heat-insulating panel, ventilation channels, heat transfer performance uniformity factors, moisture calculation

BIBLIOGRAPHY

1. Terentyev D.M. Improving the energy efficiency of buildings, structures and facilities. Tasks Ministry of Construction of Russia [Text] // Energy saving. - 2015. - №3. - S. 18-21.
2. Bashmakov I.A. Improving energy efficiency in buildings Russian Forecast to 2050 [Text] // Problems of Economics. - 2016. - № 3. - S. 75-98.
3. SP 50.13330.2011 Thermal protection of buildings. The updated edition of SNiP 23-02-2003, Gosstroy Russia. - 2011.
4. Bogoslovskiy V.N. Building thermal physics. High School, - 1982. 415p.
5. Kupriyanov V.N. General principles for design of external walls with limited condensation of moisture vapor in them [Text] // Building materials and technologies. - 2015. - №2 (58). - S.120-127.
6. Nocera F. Thermofluid-dynamic analysis of ventilated facades [Tekst] / F. Nocera, A. Ferlito, A. Galesi F. Piantana, A. Gagliano // Energy and Buildings. - 2010. - № 42. - PP. 1148-1155.
7. Sanjuana C. Energy performance of an open-joint ventilated facade compared with a conventional sealed cavity facade [Tekst] / C. Sanjuana, M.Suarez, M. Gonzalez, J. Pistono, E. Blanco // Solar Energy. - 2011. - № 85. - PP. 1851-1863.
8. Gagarin V.G. Thermal protection of facades with an air cavity [Tekst] / V.G. Gagarin, V.V. Kozlov, E.Yu. Tsykanovskii // ABOK. - 2004. - №3. Pp. 20 - 26.
9. Mashenkov A.N. Determination of heat engineering homogeneity hinged facade systems with air gap [Tekst] / A.N. Mashenkov, E.V. Cheburkanova // Building materials. - 2007. - №6. - Pp. 10-12.
10. Umnyakova N.P. Elements of ventilated facades, determining their heat-shielding qualities [Tekst] / N.P. Umnyakova // Academia. Architecture and Construction. - 2009. - №5. - Pp. 372-380.
11. Tushina O.A. Thermal properties of different structural systems of ventilated facades [Tekst] / O.A. Tushina, A.A. Emelyanov, V.M. Tushina // Civil Engineering Journal. - 2013. - №8 (43). - Pp. 54-63.
12. THERM 5.2/WINDOW 5.2 NFRC Simulation Manual, Lawrence Berkeley National Laboratory. - 2006.
13. Thomas Blomberg, HEAT 3 a PC- program for heat transfer in three dimensions. Manual with brief theory and examples, Lund-Gotheenborg Grop for Computational Building Physics. 2001.
14. Zirkelbach D., Schmidt Th., Kunzel H.M., Kehrer M., Bludau Ch. WIFI 2D Installation and Introduction. Fraunhofer Institute of Building Physics. 2007.
15. Nizovtsev M.I. The new thermal insulation facade system buildings based on panels with ventilated channels [Tekst] / M.I. Nizovtsev, V.T. Belyy, A.N. Sterlyagov // Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo. - 2013. - № 210 - S. 25-33.

M. Nizovtsev

Kutateladze Institute of Thermophysics Russian Academy of Science, Novosibirsk
Doctor of Technical Sciences
E-mail: nizovtsev@itp.nsc.ru

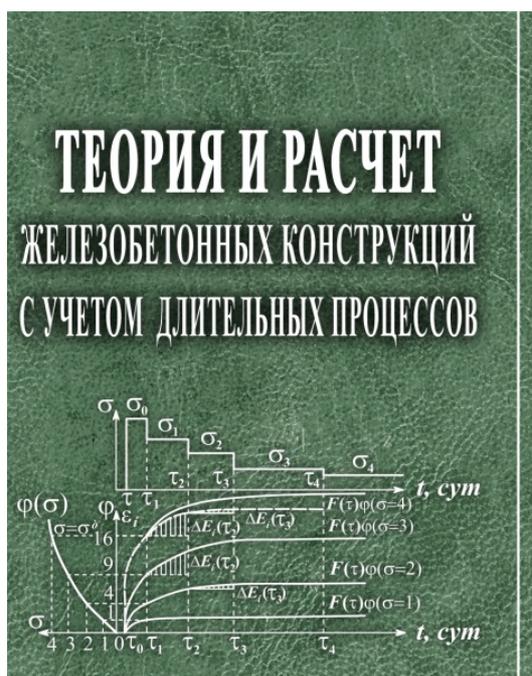
A. Sterlyagov

Kutateladze Institute of Thermophysics Russian Academy of Science, Novosibirsk
Candidate of Technical Sciences, senior researcher
E-mail: sterlyagov@itp.nsc.ru

ОТЗЫВ НА МОНОГРАФИЮ «ТЕОРИЯ И РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ДЛИТЕЛЬНЫХ ПРОЦЕССОВ»

Голышев А.Б., Колчунов В.И. Теория и расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов: монография. К.: Талком, 2016. 264 с.

Монография «Теория и расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов» авторов проф. А.Б. Голышева и проф. В.И. Колчунова, посвященная теории ползучести бетона, изложению природы длительных процессов, протекающих в бетоне (усадка, ползучесть, старение бетона, релаксация напряжений в бетоне) и их анализу, опубликована в 2016 году, в издательстве «Талком».



Чрезвычайно актуальным при проектировании бетонных и железобетонных конструкций является учет длительных процессов усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений, а в ряде случаев и старения бетона. Актуальность проблемы усиливается еще и тем, что бетон и железобетон широко внедрены в современное строительство, в том числе, с использованием предварительного напряжения, а также со значительным расширением номенклатуры применяемых бетонов (кроме обычных тяжелых бетонов, получили широкое распространение различные легкие бетоны, песчаные, особо прочные бетоны и т.п.).

Следует подчеркнуть, что с момента издания первой капитальной монографии (И.И. Улицкий, Чжан-Чжун-Яо, А.Б. Голышев Расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов. – Киев: Госстройиздат УССР, 1960) прошло более полувека, и книга стала весьма большим дефицитом.

Новая монография «Теория и расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов» авторов А.Б. Голышева и В.И. Колчунова вобрала в себя весь накопленный за это время опыт, как в области теории, так и в области практического приложения.

Подготовленная монография включает в себя результаты выполненных за прошедшие пять десятилетий исследований бетонных и железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов.

Монография включает в себя введение, шесть глав, библиографию и три приложения. Объем работы составляет 264 стр., она содержит следующие основные разделы (подразделы):

- природа длительных процессов, протекающих в бетоне и железобетоне (влажностные деформации бетона и начальные напряжения при твердении; ползучесть бетона, релаксация напряжений в бетоне, старение бетона);
- теории ползучести бетона (теория упруго-ползучего тела, теория упругой наследственности, теория старения);
- напряженное состояние железобетонных элементов (определение напряжений, вызванных усадкой бетона, действием сил предварительного обжатия, длительным

действием внешней нагрузки; потерей напряжений в предварительно-напряженной арматуре, образованием сквозных трещин в центрально армированных элементах в процессе усадки и ползучести бетона);

– деформации железобетонных конструкций (определение деформаций участков без / с трещинами);

– перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях (расчет усилий методом сил и методом перемещений);

– к решению более общих задач обычного и преднапряженного железобетона (расчет конструкций кольцевого и составного сечений; учет нелинейности ползучести при решении некоторых задач; устойчивость гибких стержней и др.);

– приложения с рекомендациями по расчетному определению параметров усадки и ползучести бетона, экспериментальному определению деформаций усадки и ползучести в полевых условиях и по оборудованию для исследования длительных процессов.

На сегодняшний день – это единственное столь полное, по сути, энциклопедическое издание в отечественной и зарубежной научной литературе по природе длительных процессов, протекающих в бетоне, таких как: усадка, ползучесть, старение бетона, релаксация напряжений в бетоне. Здесь расширенно представлены теории ползучести бетона, дан их анализ, содержится обоснование эффективности предложенных аналитических решений, приведены примеры расчета и даны рекомендации по определению параметров усадки и ползучести бетона, которые необходимо иметь при проектировании конструкций.

Монография рассчитана на преподавателей и аспирантов строительных специальностей, а также инженерно-технических работников научных и проектных институтов. Она, несомненно, будет полезной и для студентов, проявляющих интерес к исследовательской работе.

Заслуженный деятель науки и техники РФ,
Заслуженный строитель РФ,
Лауреат премии Совета Министров СССР,
профессор кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Орловского государственного университета им. И.С. Тургенева,
доктор технических наук, профессор В.И. Коробко

ВСЕРОССИЙСКИЙ ПРОФЕССИОНАЛЬНЫЙ КОНКУРС ПО ПРИСУЖДЕНИЮ ПРЕМИИ ИМЕНИ ГРИШМАНОВА И.А.

Уважаемые коллеги!

Российская инженерная академия сообщает о проведении Всероссийского профессионального конкурса по присуждению премии имени Гришманова И.А. в области науки, техники и организации производства промышленности строительных материалов, конструкций и строительной индустрии.



Премия присуждается работникам предприятий, объединений, организаций и учреждений промышленности строительных материалов и конструкций, строительной индустрии, проектных, научных и учебных заведений, имеющим стаж работы в отрасли не менее 10 лет, а также другим лицам, внесшим значительный вклад в развитие отрасли:

- за многолетний труд и заслуги в области промышленности строительных материалов, конструкций и строительной индустрии;
- за разработку и внедрение техники и технологий в области современных строительных материалов и конструкций, использования передовых форм, методов организации промышленного производства, дающих значительный экономический эффект;
- за заслуги в области подготовки инженерно-технических кадров и квалифицированных рабочих для промышленности строительных материалов и строительной индустрии.

С положением о проведении Всероссийского профессионального конкурса по присуждению премии имени Гришманова И.А. можно ознакомиться на сайте: <http://grishmanov.ru>

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

Учредитель журнала
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
(ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»)

Адрес учредителя журнала
302026, Орловская область, г. Орел, ул. Комсомольская д. 95

Контактные данные учредителя
+7 (4862) 777-318
www.oreluniver.ru
E-mail: rector@oreluniver.ru

Адрес редакции
302006, г. Орел, ул. Московская, 77.

Контактные данные редакции
+7 (4862) 73-43-49
www.build.oreluniver.ru
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Материалы статей печатаются в авторской редакции

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 30.11.2016 г.
Дата выхода в свет 12.01.2017 г.
Формат 70×108 1/16. Печ. л. 7,75.
Тираж 400 экз. Цена свободная.
Заказ № 01/17п1

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической
базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.