



Научно-технический журнал
Издается с 2003 года.

Выходит шесть раз в год.

№3 (29) 2010
(май-июнь)

СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

Учредитель – государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Орловский государственный технический университет»

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.лю.н., проф.
Иванова Т.Н. 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:

Гончаров Ю.И. д.т.н., проф.
Колесникова Т.Н. д. арх., проф.
Коробко В.И. д.т.н., проф.

Редколлегия:

Бондаренко В.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Гордон В.А. д.т.н., проф.
Карпенко Н.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Клюева Н.В. д.т.н., доц.
Коробко А.В. д.т.н., проф.
Король Е.А. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Меркулов С.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Ольков Я.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Римшин В.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Серпик И.Н. д.т.н., проф.
Турков А.В. д.т.н., проф.
Федоров В.С. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Чернышов Е.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.

Ответственные за выпуск:

Данилевич Д.В. к.т.н., доц.
Солонов С.В.

Адрес редколлегии:

302006, Россия, г. Орел,
ул. Московская, 77.
Тел.: +7 (4862) 73-43-49;
www.ostu.ru
E-mail: oantc@ostu.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи и массовых ком-
муникаций. Свидетельство:
ПИ № ФС77-35718 от 24 марта 2009 г.

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

© ОрелГТУ, 2010

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Алдушкин Р.В., Савин С.Ю. Исследование работы треугольных ферм при статических и динамических воздействиях.....	3
Деркач В.Н., Орлович Р.Б. Прочность каменной кладки на срез по неперевязанным сечениям.....	7
Колчунов В.И., Осовских Е.В. Расчет динамических догрузений в элементах железобетонных призматических складок при запроектных воздействиях.....	14
Коробко А.В., Прокуров М.Ю., Морозов С.А. Расчет шарнирно опертых параллелограммных пластинок, нагруженных в центре сосредоточенной силой, методом предельного равновесия.....	22
Магомедова Э.Н., Батдалов М.М., Алишаев М.Г., Мухучев А.М. Исследование влияния формы стыкуемых поверхностей бетонных конструкций на водонепроницаемость стыка.....	27
Пятикрестовский К.П., Степура А.П. Разработка и исследование конструкций хранилища для семенного зерна.....	31
Трецев А.А., Забелин А.Н. Упругопластический изгиб тонкой пологой оболочки положительной гауссовой кривизны из дилатирующих материалов при конечных прогибах.....	39
Турков А.В., Бараева Н.Н. Распределение усилий и деформаций в деревянных арках с укрупнительными податливыми стыками.....	46
Уткин В.С., Ярыгина О.В. Расчет надежности индивидуальных бетонных и железобетонных элементов на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающего момента с использованием неравенства Чебышева.....	49
Чупичев О.Б. Влияние поврежденных коррозией узлов железобетонных элементов на работу конструкции.....	55

Безопасность зданий и сооружений

Бакаева Н.В., Данилевич Д.В., Поздняков А.Л. Некоторые вопросы биосферосовместимых технологий в формировании среды вузовских комплексов.....	59
Степанов Ю.С., Короткий Г.П. Проверка и оценка состояния электросистемы образовательных учреждений.....	66

Строительные материалы и технологии

Христофоров А.И., Кузьмин Д.И., Кузьмин И.Б. Снижение расхода цемента в модифицированных мелкозернистых бетонных смесях.....	70
---	----

Информация

ИТОГИ КРУГЛОГО СТОЛА «БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ»	76
--	----

Журнал «Строительство и реконструкция» входит в перечень ведущих рецензируемых научных журналов и изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата и доктора технических наук.



Scientific and technical journal
The journal is published since 2003.
The journal is published 6 times a year.

№3 (29) 2010
(May-June)

BUILDING AND RECONSTRUCTION

The founder – The State Higher Professional Institution
Orel State Technical University

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.*

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:

Goncharov Y.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

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

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

Editorial committee

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

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

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

Kljueva N.V. *Doc. Sc. Tech., Assistant Prof.*

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

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

Merkulov C.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Olkov Y.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

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

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

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

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

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

Responsible for edition:

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

Solopov S.V.

Address: 302006, Orel,
Street Moscow, 77
+7 (4862) 73-43-49
www.ostu.ru
E-mail: oantc@ostu.ru

Journal is registered in Federal service on supervision in sphere of communication and mass communications

The certificate of registration:
III № ФС77-35718 from 24.03.09

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

©OSTU, 2010

Journal is included into the list of the Higher Examination Board for publishing the results of theses for competition the academic degrees

Contents

Theory of engineering structures.

Building units

Aldushkin R.V., Savin S.Ju. Research of work of triangular farms at static and dynamic influences.....	3
Derkatch V.N., Orlovich R.B. Durability of the stone laying on the cut on not tied up sections.....	7
Kolchunov V.I., Osovskiykh E.V. Dynamic load computation in the elements of ferro-concrete prismatic folds at beyond-design impacts.....	14
Korobko A.V., Prokurov M. Yu, Morozov S.A. Computation of semirevolving hinged plates loaded in the centre with concentrated force, by means of limit equilibrium method.	22
Magomedova E.N., Batdalov M.M, Alishaev M.G., Muhuchev A.M. Research of influence of the form of joined surfaces of concrete designs on water resistance of a joint..	27
Pjatikrestovskij K.P., Stepura A.P. Working and research of designs of storehouse for seed grain.....	31
Treshchev A.A., Zabelin A.N. Elasto-plastic bend in the thin flat shell with positive Gaussian curvature of dilating materials at final deflections.....	39
Turkov A.V., Baraeva N.N. Distribution of efforts and deformations in wooden arches with magnifying pliable joints.....	46
Utkin V.S, Yarygina O.V. Raschet of reliability of the individual concrete and ferro-concrete elements on cave-in at action of the concentrated force and the bending moment with use of Chebyshev's inequality.....	49
Chupichev O.B. Influence of the knots of ferro-concrete elements damaged by corrosion on design work.....	55

Building and structure safety

Bakaeva N.V., Danilevich D.V., Pozdnjakov A.L. Some questions bio-sphere compatible technologies in formation of the environment of high school complexes.....	59
Stepanov Ju.S., Korotkikh G.P. Check and estimation of a condition of electrosystem of educational institutions.....	66

Construction technologies and materials

Hristoforov A.I., Kuzmin D.I., Kuzmin I.B. Decreasing consumption of cement in the modified fine-grained concrete mixtures.....	70
--	----

Information

RESULTS OF THE ROUND TABLE «SAFETY OF BUILDINGS AND CONSTRUCTIONS»	76
---	----

УДК 624.04

АЛДУШКИН Р.В., САВИН С.Ю.

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ТРЕУГОЛЬНЫХ ФЕРМ ПРИ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

В статье рассматривается взаимосвязь задач поперечного изгиба однопролетных ферм треугольного очертания с различными типами решеток, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, и их собственных колебаний.

Ключевые слова: ферма треугольной формы, максимальный прогиб, основная частота колебаний.

The article describes the interrelation of cross inflection of shoulder steady loaded triangular trusses with hinge support and natural vibrations of trusses.

Keywords: the triangular truss, the maximum deflection, the basic frequency of fluctuations.

При решении практических задач теории сооружений, связанных с расчетом различных строительных конструкций, их статические и динамические характеристики (прогибы и частоты колебаний) определяются независимо друг от друга с использованием современных методов строительной механики путем решения соответствующих дифференциальных уравнений.

Для однопролетных балок постоянного сечения в работе [1] была установлена закономерность, согласно которой независимо от вида граничных условий балки произведение ее максимального прогиба w_0 от действия равномерно распределенной нагрузки q на квадрат основной частоты колебаний в ненагруженном состоянии ω с точностью до размерного множителя q/m есть величина постоянная, равная $4/\pi$.

$$w_0 \omega^2 = \frac{4}{\pi} \frac{q}{m}, \quad (1)$$

где m – погонная масса балки.

Эта закономерность носит фундаментальный характер и позволяет в экспериментальной механике и при испытании конструкций контролировать жесткость балок по их основной (или первой резонансной) частоте колебаний. На ее основе разработаны десятки способов диагностики и контроля качества строительных конструкций балочного типа [2].

В работе [3] показано, что закономерность (1) справедлива и для однопролетных шарнирно опертых ферм с параллельными поясами с различными типами решеток.

В настоящей статье исследуется поведение произведения $w_0 \omega^2$ для однопролетных шарнирно опертых ферм треугольного очертания. Рассматриваются фермы с тремя типами решеток: нисходящие раскосы, восходящие раскосы, смешанного типа в зависимости от отношения высоты фермы f к пролету ℓ .

Рассмотрим ряд схем ферм треугольного очертания пролетом $\ell = 30$ м, нагруженных в узлах сосредоточенными силами $F = 10$ кН (рисунок 1). Сечения элементов фермы приняты из парных уголков 75×6 мм по ГОСТ 8509-93. Вопрос удовлетворения условиям прочности и жесткости ферм в данной статье не рассматривается.

Варьируя высотой фермы, определим ее максимальные прогибы, основные частоты колебаний и значения произведения $w_0 \omega^2$ для различных соотношений f/ℓ . Вычисления произведены с помощью МКЭ (по программе SCAD). При определении коэффициента K при размерном множителе q/m принималась осредненная погонная масса. Результаты численных

исследований приведены в таблицах 1-3.

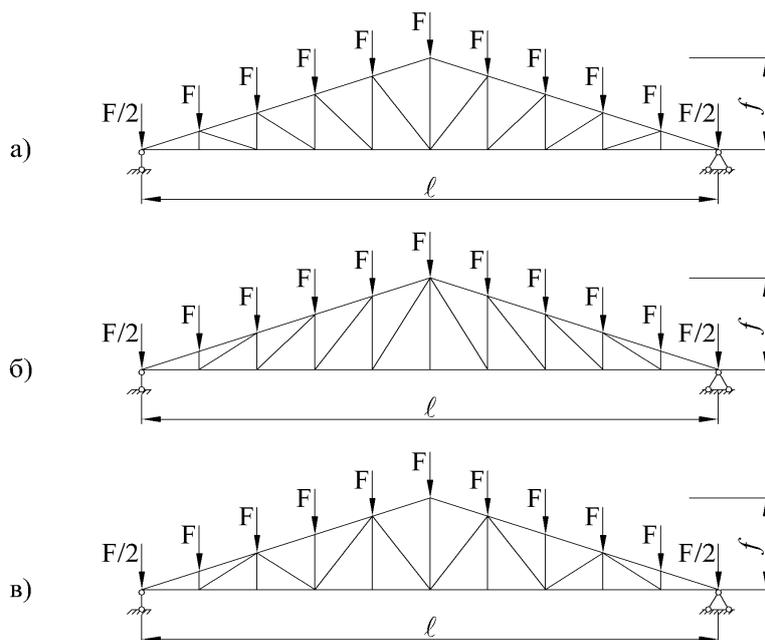


Рисунок 1 – Схемы ферм треугольного очертания: а – решетка с нисходящими раскосами; б – решетка с восходящими раскосами; в – решетка смешанного типа

Таблица 1 – Расчет треугольных ферм с нисходящими раскосами

f , м	f/l	M , кг	w_0 , м	ω , 1/с	$w_0 \cdot \omega^2$	q , Н	m , кг/м	K
1,5	0,05	1274,99	0,30	16,32	80,74	3333,3	42,50	1,029
2	0,07	1319,99	0,17	21,21	77,21	3333,3	44,00	1,019
2,5	0,08	1367,53	0,11	25,80	73,72	3333,3	45,58	1,008
3	0,10	1417,36	0,08	30,08	70,32	3333,3	47,25	0,997
3,5	0,12	1469,22	0,06	34,05	67,04	3333,3	48,97	0,985
4	0,13	1522,89	0,04	37,71	63,89	3333,3	50,76	0,973
4,5	0,15	1578,18	0,04	41,06	60,89	3333,3	52,61	0,961
5	0,17	1634,91	0,03	44,11	58,04	3333,3	54,50	0,949
5,5	0,18	1692,94	0,03	46,87	55,40	3333,3	56,43	0,938
6	0,20	1752,13	0,02	49,34	53,01	3333,3	58,40	0,929

Таблица 2 – Расчет треугольных ферм с восходящими раскосами

f , м	f/l	M , кг	w_0 , м	ω , 1/с	$w_0 \cdot \omega^2$	q , Н	m , кг/м	K
1,5	0,05	1284,34	0,30	16,24	80,00	3333,3	42,81	1,028
2	0,07	1335,95	0,17	21,05	76,05	3333,3	44,53	1,016
2,5	0,08	1391,34	0,11	25,52	72,14	3333,3	46,38	1,004
3	0,10	1449,97	0,08	29,66	68,34	3333,3	48,33	0,991
3,5	0,12	1511,36	0,06	33,48	64,67	3333,3	50,38	0,977
4	0,13	1575,12	0,04	36,97	61,42	3333,3	52,50	0,967
4,5	0,15	1640,91	0,04	40,16	58,38	3333,3	54,70	0,958
5	0,17	1708,46	0,03	43,05	55,56	3333,3	56,95	0,949
5,5	0,18	1777,54	0,03	45,66	52,92	3333,3	59,25	0,941
6	0,20	1847,96	0,02	47,99	50,51	3333,3	61,60	0,933

Таблица 3 – Расчет треугольных ферм с решеткой смешанного типа

$f, \text{ м}$	f/ℓ	$M, \text{ кг}$	$w_0, \text{ м}$	$\omega, 1/\text{с}$	$w_0 \cdot \omega^2$	$q, \text{ Н}$	$m, \text{ кг/м}$	K
1,5	0,05	1278,94	0,30	16,28	80,47	3333,3	42,63	1,029
2	0,07	1326,80	0,17	21,14	76,79	3333,3	44,23	1,019
2,5	0,08	1377,80	0,11	25,68	73,16	3333,3	45,93	1,008
3	0,10	1431,55	0,08	29,90	69,63	3333,3	47,72	0,997
3,5	0,12	1487,73	0,06	33,81	66,23	3333,3	49,59	0,985
4	0,13	1546,03	0,05	37,39	62,99	3333,3	51,53	0,974
4,5	0,15	1606,19	0,04	40,66	59,92	3333,3	53,54	0,962
5	0,17	1668,00	0,03	43,63	57,02	3333,3	55,60	0,951
5,5	0,18	1731,26	0,03	46,31	54,31	3333,3	57,71	0,940
6	0,20	1795,81	0,02	48,71	51,75	3333,3	59,86	0,929

По результатам исследований построены графики зависимости изменения максимальных прогибов, частот собственных колебаний и коэффициента K от величины f/ℓ (рисунки 2, 3).

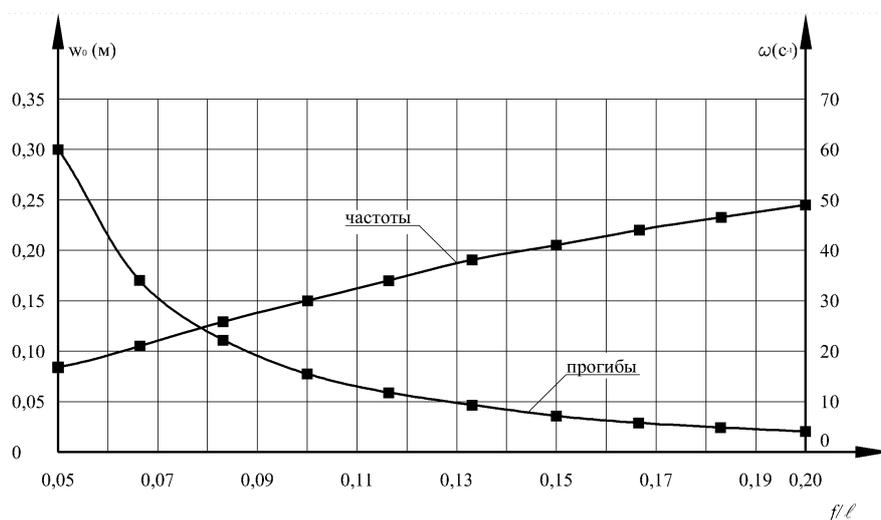


Рисунок 2 – Изменение максимальных прогибов ферм треугольного очертания

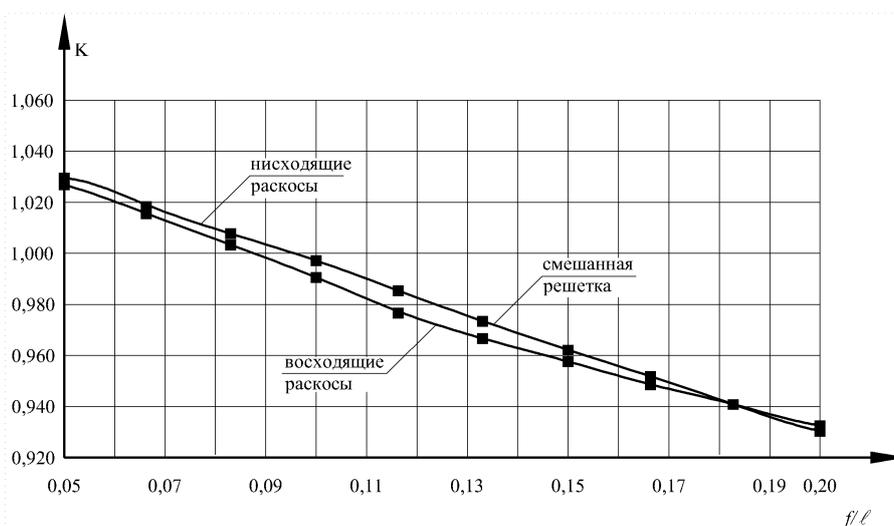


Рисунок 3 – Изменение значения коэффициента K для ферм треугольного очертания

Анализ приведенных графиков показывает, что для ферм треугольного очертания с различными типами решетки собственные частоты колебаний возрастают, а максимальные прогибы уменьшаются с увеличением высоты фермы. При этом кривые $w_0(f/\ell)$ практически совпадают для ферм с различными типами решеток, а для кривых $\omega(f/\ell)$ наблюдается незначительное расхождение с возрастанием величины f/ℓ .

Коэффициент пропорциональности K в фермах треугольного очертания не остается величиной постоянной и при значениях $f/\ell = 0,05 \dots 0,2$ изменяется практически пропорционально соотношению высоты и пролета.

Выводы

1. Получены численные решения задачи по определению максимального прогиба шарнирно-опертых однопролетных ферм треугольного очертания, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, и основной частоты их колебаний в ненагруженном состоянии.

2. Анализ полученных результатов показал, что коэффициент K при размерном множителе q/m в произведении $w_0\omega^2$ для рассмотренных ферм изменяется с высокой степенью приближения прямо пропорционально отношению высоты к пролету фермы f/ℓ в диапазоне от 0,93 до 1,03. Эти прямые для ферм с различными типами решеток практически совпадают. Эту усредненную прямую линию, записав аналитически, можно использовать при экспериментальном определении прогибов треугольных ферм по их основной (или первой резонансной) частоте колебаний.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Коробко, В.И. Некоторые закономерности колебаний однопролетных балок [Текст] / В.И. Коробко // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1988. – №3. – С. 41-44.
2. Коробко, В.И. Контроль качества строительных конструкций: Виброакустические технологии [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Коробко. – М.: АСВ, 2003. – 288 с.
3. Коробко, В.И. Экспериментальные исследования стальных ферм с параллельными поясами на статические и динамические воздействия [Текст] / В.И. Коробко, Р.В. Алдушкин, О.В. Бояркина // Известия ОрелГТУ. Серия «Фундаментальные и прикладные проблемы техники и технологии». – Орел: Орел ГТУ. – 2009. – №2/274. – С. 9-12.

Алдушкин Р.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-95
E-mail: oantc@mail.ru

Савин С.Ю.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Инженер Центра экспертизы промышленной безопасности
Тел.: +7 (4862) 73-43-95
E-mail: oantc@mail.ru

ДЕРКАЧ В.Н., ОРЛОВИЧ Р.Б.

ПРОЧНОСТЬ КАМЕННОЙ КЛАДКИ НА СРЕЗ ПО НЕПЕРЕВЯЗАННЫМ СЕЧЕНИЯМ

Показаны механизмы разрушения каменной кладки при действии сдвигающего усилия вдоль горизонтальных растворных швов. Приведены методики экспериментального определения начального сопротивления кладки сдвигу в плоскости горизонтальных растворных швов, угла внутреннего трения, подходы норм различных стран к расчету прочности каменной кладки на срез по неперевязанным сечениям. Сформулированы предложения по совершенствованию действующих норм по расчету и проектированию каменных и армокаменных конструкций.

Ключевые слова: каменная кладка, сопротивление сдвигу, коэффициент трения.

Gears of destruction of a masonry are shown at action of shearing effort along horizontal mortaring joint. To shear in a plane horizontal mortaring joint, a corner of internal friction, approaches of size standards of the various countries techniques of experimental definition of initial resistance of a laying are resulted in calculation of durability of a masonry on a shear on not tied up sectional views. Offers on perfection of effective standards by calculation and designing stone and reinforced brickwork designs are formulated.

Keywords: masonry, resistance to shear, coefficient of friction.

Наиболее часто в строительных конструкциях каменная кладка подвергается воздействию сжимающих усилий, приложенных к ней с эксцентриситетом. Случаи работы кладки при изгибе, растяжении и срезе сравнительно редки, что, по-видимому, и явилось причиной меньшей ее изученности при данных воздействиях по сравнению с работой кладки при сжатии. Однако нетрудно показать, что количество практически важных случаев, при которых прочность кладки при изгибе, растяжении и срезе определяет несущую способность конструкции, достаточно велико. Несущая способность каменных конструкций полностью или в значительной степени определяется прочностью кладки при изгибе, растяжении и срезе в следующих наиболее характерных случаях:

- при сейсмических воздействиях на здания и сооружения;
- при ветровых, крановых и других нагрузках, вызывающих перекос панелей каркаса каркасных зданий, стеновое заполнение которых выполнено из каменной кладки. Сюда же следует отнести случаи прогибов дисков перекрытий и неравномерной осадки зданий;
- при воздействии горизонтальных давлений от жидкости или сыпучих материалов, имеющих место в емкостных сооружениях и подпорных стенах;
- при действии на каменные конструкции сжимающих усилий, приложенных с большим эксцентриситетом;
- при действии на крупные кладочные элементы нагрузок, возникающих при их транспортировке.

В каменных стенах-диафрагмах жесткости в зависимости от прочностных характеристик кладочных элементов и раствора соотношения вертикальной и горизонтальной нагрузок возможны четыре механизма разрушения кладки (рисунок 1):

- разрыв поперек горизонтальных растворных швов;
- разрыв по косоугольной штрабе;
- срез (сдвиг) по неперевязанному сечению;
- разрушение от сжатия.

Практическое значение имеют два механизма разрушения: срез по неперевязанному сечению и разрыв по косоугольной штрабе (рисунок 2). Первый механизм разрушения реализуется в кладках на слабых растворах (известковых, цементно-известковых), когда прочность раство-

ра на срез или сцепление между раствором и камнем ниже прочности камня на растяжение (разрыв). В этом случае происходит «скольжение» кладки в растворном шве либо по контакту шва с камнем (рисунок 3). Разрушение происходит внезапно, поэтому появление горизонтальной трещины является свидетельством нарушения первого предельного состояния.

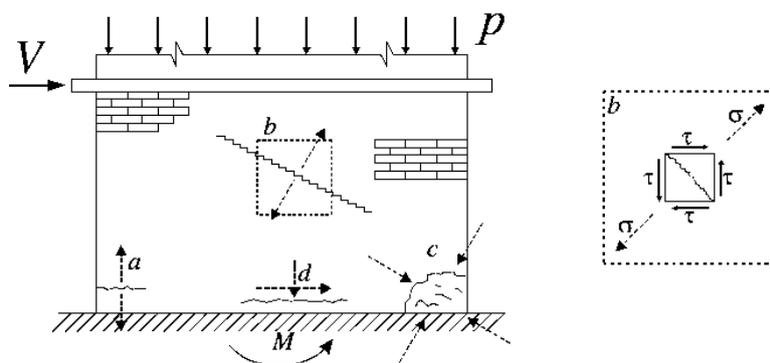


Рисунок 1 – Виды разрушения каменной кладки стен-диафрагм жесткости: а – разрыв кладки поперек горизонтальных растворных швов; б – разрыв кладки по кривой штрабе; с – разрушение от двусосного сжатия; д – сдвиг кладки в плоскости горизонтальных растворных швов

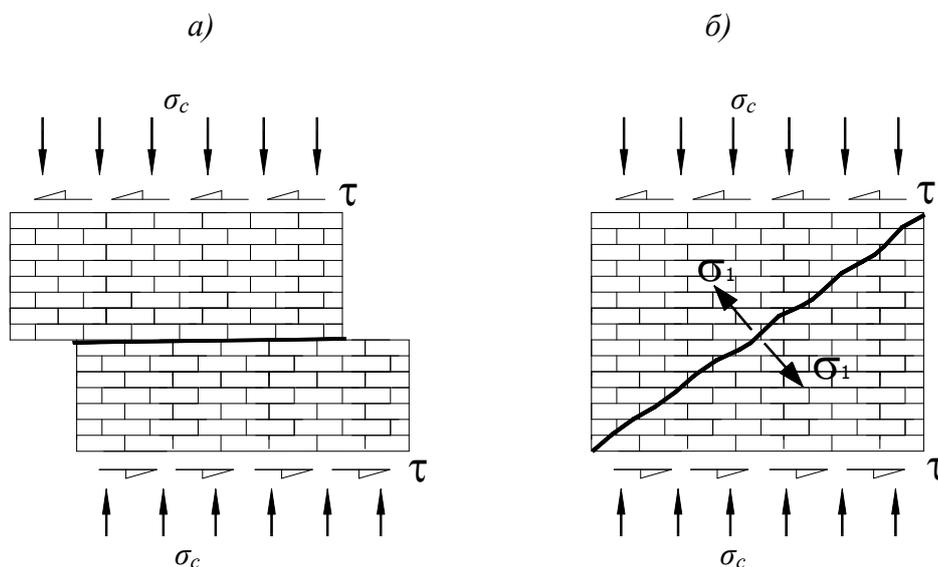


Рисунок 2 – Механизмы разрушения каменной кладки: а – сдвиг в плоскости горизонтальных растворных швов; б – разрыв кладки по кривой штрабе

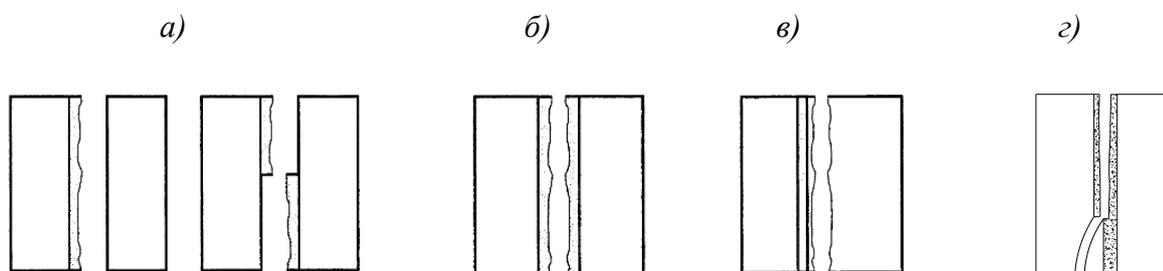


Рисунок 3 – Разрушение кладки при срезе по неперевязанным сечениям: а – разрушение по контакту между камнем и раствором; б – разрушение по толще растворного шва; в – разрушение по камню; г – комбинированное разрушение

Второй механизм разрушения (рисунок 2, б) имеет место в кладках на прочных растворах, когда прочность швов на срез превышает прочность камня на растяжение, или при

высоких значениях сжимающих напряжений в кладке. В этом случае в каменной кладке возникает косая трещина шириной раскрытия 0,1-0,3 мм в направлении перпендикулярном действию главных растягивающих напряжений. Появление такой трещины не свидетельствует о разрушении конструкции, а лишь о нарушении второго предельного состояния. В то же время косые трещины являются сигналом о возможном исчерпании несущей способности при увеличении нагрузки.

Предел прочности каменной кладки на срез в плоскости горизонтальных растворных швов в европейских нормах [1, 2] ассоциируется со сдвигом кладки в растворном шве либо по контакту шва с камнем. В случае действия только сдвигающих горизонтальных усилий прочность кладки при срезе определяется из выражения (1).

$$f_v = \frac{V}{A}, \quad (1)$$

где V – сдвигающее усилие; A – расчетное сечение.

Экспериментальное определение f_v осуществляется на образцах, представленных на рисунке 4, а. Следует отметить, что полученный таким образом предел прочности каменной кладки на срез является заниженным по сравнению с действительным его значением. Это связано с тем, что в плоскости растворных швов кроме сдвигающих напряжений действуют также и растягивающие напряжения, вызванные эксцентриситетом приложения сдвигающего усилия F . Результаты, адекватно отражающие прочность каменной кладки на срез по непрерывным сечениям, можно получить путем испытания образцов согласно схеме, показанной на рисунке 5 [3].

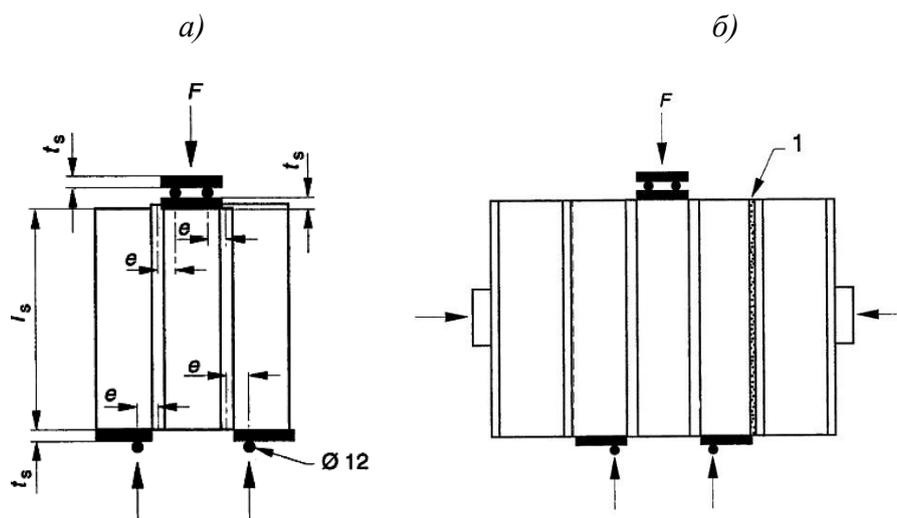


Рисунок 4 – Схемы испытаний на срез в плоскости растворных швов согласно [1]: а – без обжатия растворных швов; б – при сжатии перпендикулярно растворным швам; 1 – прокладка или гипсовый растворный шов

При одновременном действии сдвигающих и сжимающих напряжений прочность кладки на срез определяется по формуле Кулона-Мора (2).

$$f_v = f_{v0} + \sigma_c \operatorname{tg} c_j, \quad (2)$$

где f_{v0} – начальное сопротивление кладки сдвигу в плоскости горизонтальных растворных швов при $\sigma_c = 0$; σ_c – сжимающие напряжения, действующие перпендикулярно горизонтальным растворным швам; c_j – угол внутреннего трения для растворного шва.

Для определения параметров f_{v0} и c_j используются образцы кладки, подверженные одновременному действию сжимающих и скалывающих напряжений (рисунок 4, б). Величина сжимающих напряжений σ_c является переменной, что дает возможность построения гра-

фика зависимости « $f_v - \sigma_c$ » (рисунок 6). Уровень обжатия устанавливается в зависимости от прочности кирпича на сжатие [1, 2]. Например, при прочности камня на сжатие большей, чем 10 МПа, значения σ_c принимаются равными 0,2; 0,6; и 1,0 МПа, а при прочности камня ≤ 10 МПа $\sigma_c = 0,1; 0,3; 0,5$ МПа. Прочность на «чистый» срез f_{v0} устанавливается путем экстраполяции графика зависимости « $f_v - \sigma_c$ » до ординаты $\sigma_c = 0$.

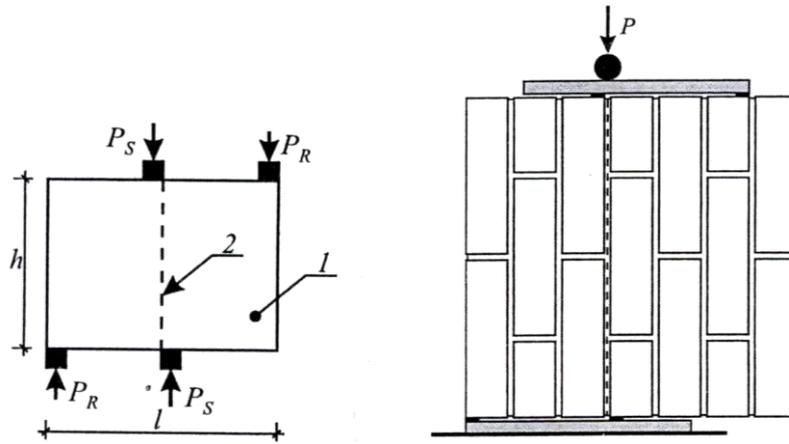


Рисунок 5 – Схема испытаний каменной кладки на срез в плоскости растворных швов, предложенная в работе [3]: 1 – кладочный элемент; 2 – плоскость среза

В таблице 1 приведены значения f_{v0} и c_j , полученные разными авторами [5]. Их анализ показывает, что для кладки из керамического кирпича значение c_j колеблется в пределах 0,3-0,9 и имеет более высокие значения, чем для кладки из силикатного кирпича.

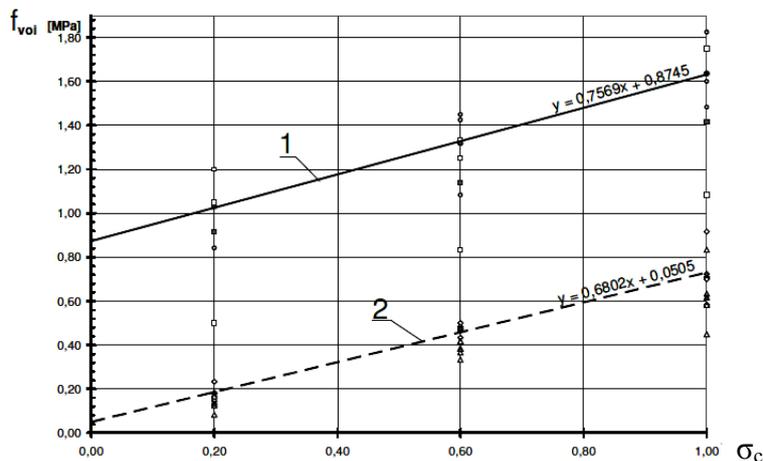


Рисунок 6 – Экспериментальная зависимость « $f_v - \sigma_c$ » для кладки из полнотелого кирпича на известково-цементном растворе [4]: 1 – кладка на прочном растворе; 2 – кладка на слабом растворе

Для оценки прочности кладки на срез при разрушении по косоj трещине (см. рисунок 2, б) используется эмпирическая зависимость (3), приведенная в работе [12].

$$f_{vk} = 0,45 f_{Btk} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_c}{f_{Btk}}\right)}, \quad (3)$$

где f_{Btk} – прочность камня на растяжение. Для обыкновенного глиняного кирпича $f_{Btk} = 0,033 f_{Bk}$, для щелевых керамических блоков $f_{Btk} = 0,025 f_{Bk}$ (f_k – прочность камня на

сжатие); σ_c – сжимающие напряжения, действующие перпендикулярно горизонтальным раствором швам.

Таблица 1 – Экспериментальные значения f_{v0} и c_j

Литературный источник	Вид камня	Состав раствора – цемент : известь : песок	f_{v0} , МПа	C_j
[6], [7]	Щелевые керамические блоки	1:0,25:3	0,30	0,50
[8]	Щелевые керамические блоки	1:0,25:3	0,25	0,34
[9]	Щелевые керамические блоки	1:0,25:2,8 1:0,5:4,5 1:1,25:6,75	0,56	0,91
[10], [11]	Полнотелый глиняный кирпич	1:0:3	0,4	0,3
		1:0:4	0,35	0,37
	Щелевые керамические блоки	1:0:3	0,23	0,38
		1:0:4	0,35	0,37
Кирпич силикатный	1:0:3	0,25	0,18	
	1:0:4	0,40	0,35	

В нормах [10] характеристическая прочность каменной кладки на срез определяется на основании зависимостей (4)-(6).

$$f_{vk} = f_{mBvk} + 0,4\sigma_c; \tag{4}$$

$$f_{vk} = 0,45f_{Btk} \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{Btk}}}; \tag{5}$$

$$f_{vk} = f_k - \sigma_c, \tag{6}$$

где f_{mBvk} – сопротивление кладки сдвигу в плоскости горизонтальных растворных швов при $\sigma_c = 0$ (когезия); f_k – сопротивление кладки сжатию.

Согласно (4) производится проверка прочности кладки срезу при действии касательных напряжений в плоскости горизонтальных растворных швов, (5) – при действии главных растягивающих напряжений, (6) – при действии главных сжимающих напряжений.

Графическое изображение поверхностей прочности (4)-(6) приведено на рисунке 7.

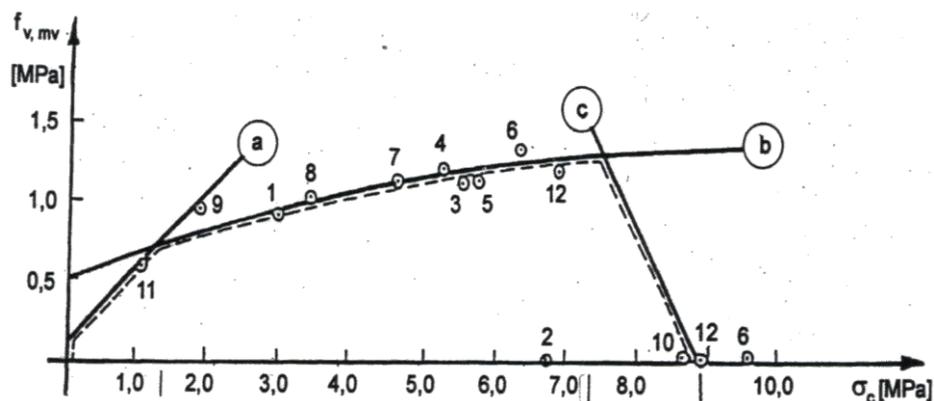


Рисунок 7 – Прочность кладки на сдвиг в плоскости горизонтальных растворных швов согласно [4]: a – зависимость (4); b – зависимость (5); c – зависимость (6); точки 1-12 – результаты экспериментальных исследований [7]

На рисунке 8 представлена зависимость модифицированного критерия прочности Кулона-Мора для оценки прочности каменной кладки по неперевязанным сечениям при одно-

временном действии среза в плоскости горизонтальных швов и перпендикулярных им сжимающих или растягивающих нормальных напряжений [13]. Области действия этих напряжений ограничены прочностью кладки на сжатие f_c и растяжение f_t .

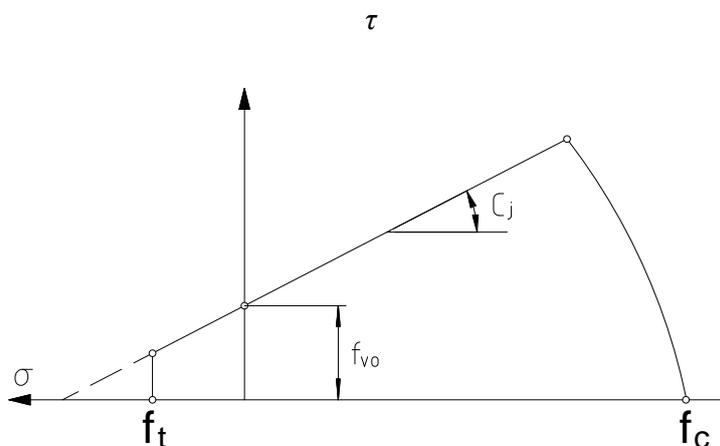


Рисунок 8 – Модифицированный критерий прочности Кулона-Мора

В Еврокоде 6 [14] нормативное сопротивление каменной кладки срезу на растворе общего назначения определяется по зависимости (4). При этом вводится ограничение на величину f_{vk} , которая не должна превышать $0,065f_b$ и не должна быть более f_{vlt} (f_b – нормализованное сопротивление сжатию камня в направлении усилия среза; f_{vlt} – предельное значение f_{vk} , регламентируемое национальным приложением).

В отечественных нормах [15] приводится сопротивление кладки срезу по неперевязанному сечению R_{sq} (касательное сцепление) и сопротивление растяжению по косою штрабе R_{rw} (главные растягивающие напряжения при изгибе). Расчет неармированной кладки на срез по неперевязанным швам производится по формуле (7).

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8n\mu\sigma_0)A, \quad (7)$$

где μ – коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0,7; σ_0 – средние напряжения сжатия при наименьшей расчетной нагрузке, определяемой с коэффициентом перегрузки 0,9; n – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для кладки из полнотелого кирпича и камней, и равным 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами; A – расчетная площадь сечения.

Сопротивление кладки сдвигу по косою штрабе при действии сжимающих усилий в нормах [14] и [15], в отличие от норм [10], не приводится. Вследствие этого нормы [14, 15] не дают возможности выполнить полную оценку прочности каменной кладки при совместном действии сдвигающих и сжимающих усилий. Данное обстоятельство необходимо учитывать при совершенствовании действующих норм по расчету и проектированию каменных и армокаменных конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Методы испытаний каменной кладки. Часть 3: Определение начальной прочности при сдвиге: СТБ EN 1052-3-2008. – Введ. 01.01.09. – Минск: Госстандарт. – 11 с.
2. Methods of test for masonry. Part 4: Determination of shear strength including damp proof course: EN 1052-4-2000. – 01.05.2000. – CEN. – 13 s.
3. Malyszko, L. Badanie wytrzymałości muru na scinanie. Materiały Konf. Nauk. «Aktualne problemy naukowo-badawcze budownictwa». – Olsztyn-Kortowo, 2003. – S. 195-204.
4. Malyszko, L. Modelowanie zniszczenia w konstrukcjach murowych z uzględnieniem anizotropii. – Olsztyn: UWM. – 2005.
5. Lewicki B., Jarmontowicz R., Kubica J. Podstawy projektowania konstrukcji murowych. – Warszawa: LTD. – 2001.
6. Sinha B.P., Hendry A.W. Racking Tests on Storey-Height Shear Wall Structures with Openings Subjected to Precompression. Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. – Houston, Texas. – 1969.
7. Hendry A.W., Sinha B.P. Shear Tests on Full Scale Single Storey Brickwork Structures Subjected to Precompression // Civil Engineering Publishers Wks Rev. – 1971. – №66.
8. Chinwah J.C. Shear Resistance of Brick Walls. PhD Thesis. – University of London. – 1972.
9. Hamid A.A. Drysdale R.C. The Shear Behaviour of Brickwork Bed Joints // Proceedings of the British Ceramic Society. – 1982. – №30.
10. DIN 1053. Teil 2. Mauerwerk nach Eignungsprüfung: Berechnung und Ausführung. Ausgabe, 1984.
11. DIN 1053. Teil 2. Mauerwerk nach Eignungsprüfung: Berechnung und Ausführung. Ausgabe, 1984.
12. Mann W., Müller H. Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises // Mauerwerk-Kalender. Ernst Sohn Verlag. – Berlin. – 1985.
13. Loureco P.B., Rots J.G., Pluijm R. Van.Der. Understanding the tensile behavior of masonry parallel to the bed joints: Numerical approach. J.Brit. Mas. Soc. // Masonry International. – 1999. – №12. – S. 96-103.
14. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1: Общие правила для армированных и неармированных конструкций: СТБ EN 1996-1-1-2008. – Введ. 1.07.2009. – Минск: Госстандарт. – 127 с.
15. СНиП II-22-81*. Каменные и армокаменные конструкции [Текст]. – М: Стройиздат, 1983. – 40 с.

Деркач В.Н.

Республиканское унитарное предприятие «Институт БелНИИС», «Научно-технический центр»

Кандидат технических наук

Тел.: +375-162-41-19-61

E-mail: v-derkatch@yandex.ru

Орлович Р.Б.

Западно-Померанский технологический университет, г. Щецин, Польша

Доктор технических наук

E-mail: orlowicz@mail.ru

РАСЧЕТ ДИНАМИЧЕСКИХ ДОГРУЖЕНИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ СКЛАДОК ПРИ ЗАПРОЕКТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Приведен алгоритм расчета железобетонных складчатых систем покрытий зданий на эксплуатационные проектные и запроектные воздействия, связанные с силовыми и средовыми повреждениями в процессе эксплуатации.

Ключевые слова: *складки, конструктивная безопасность зданий, покрытие.*

The algorithm of calculation of ferro-concrete folded systems of coverings of buildings on operational design and not the design influences connected with power and environmental by damages while in service is resulted.

Keywords: *folds, constructive safety of buildings, a covering.*

Общие замечания. Проблема конструктивной безопасности зданий и сооружений в условиях все возрастающих техногенных воздействий требует более полного исследования особенностей деформирования и разрушения конструктивных систем, чем это принято в действующих нормативных документах. Как было отмечено в ряде исследований последних лет, в нормах в неявном виде заложена концепция «эксплуатация без повреждений», что на сегодняшний день становится уже недостаточным для решения практических задач проектирования. Эксплуатируемые здания подвержены износу, риску различного вида техногенных воздействий, что непосредственно влияет, а в конечном итоге и определяет ресурс их силового сопротивления. Не случайно в последние годы по отношению к поврежденным конструкциям появился термин «реконструируемый железобетон».

Уместно отметить, что еще в работах Н.С. Стрелецкого третье предельное (аварийное) состояние определялось как состояние, связанное с трещинообразованием, но различалось последствиями его достижения. То есть, в этих работах шла речь об отказах, приводящих или не приводящих к потере несущей способности отдельных элементов или конструктивных систем в целом.

Как показывает практика, в основу концепции безопасности часто закладывают принцип «нулевого риска». Тем не менее, многочисленные аварии и катастрофы последних десятилетий на строительных объектах показывают, что такая концепция неадекватна законам развития природно-технических систем. Эти законы имеют вероятностный характер, и вероятность аварий и катастроф всегда остается. Исходя из этого, применительно к строительным системам все более обозначается концепция так называемого «приемлемого риска». В ее основу положен принцип предвидения и вероятностного прогнозирования возможного рискованного события.

Если исходить из представленной концепции приемлемого риска, включая саму возможность разрушения конструктивных систем при внезапных запроектных воздействиях, то важнейшим показателем качества строительных систем становится не только конструкционная безопасность как характеристика неразрушимости несущей системы в течение определенного проектом периода эксплуатации, но и живучесть как характеристика ее сопротивляемости локальному или прогрессирующему разрушению [1].

В исследованиях [2] показано, что внезапное повреждение приводит к структурной перестройке в элементах конструктивной системы, сопровождаемой динамическими эффектами от выключения связей. Одно из направлений учета этих динамических эффектов с привлечением аппарата динамики сооружений для простейших конструктивных систем в линейно-упругой постановке предложено в работе [3].

Другое направление основано на использовании энергетического подхода [2], что наиболее перспективно при учете динамических догрузений в реальных сложных физически нелинейных конструктивных системах. Так, еще в исследованиях [4] без привлечения теории динамики сооружений была предложена методика теоретического анализа процессов деформирования, трещинообразования и разрушения железобетонных физически и конструктивно нелинейных статически неопределимых стержневых систем при внезапных запроектных воздействиях.

С позиций конструктивной безопасности традиционно принято считать, что среди других типов конструкций пространственные конструкции более надежны, как системы статически неопределимые «в малом». Имеющиеся факты аварий пространственных систем при внезапных структурных изменениях показывают, что и они могут быть уязвимы. Это подтверждают и события последнего десятилетия (аквапарк «Трансвааль», обрушение кровли плавательного бассейна «Дельфин» в г. Чусовой Пермского края, обрушение Бауманского рынка, авария на крытом конькобежном центре в Крылатском и др.).

В этой связи особого внимания заслуживают конструктивные системы одноэтажных производственных зданий с железобетонным каркасом со сроком службы 30-50 лет (в ряде случаев перепрофилированные или реконструированные), составляющие основную часть производственных фондов страны. Плоскостные элементы таких покрытий – фермы и ребристые плиты, как правило, запроектированы и работают в общей системе по схемам статически определимых конструкций. Естественный износ, коррозионные и иные повреждения, изменение режима эксплуатации – далеко не полный перечень причин, обуславливающих актуальность решения задач конструктивной безопасности и живучести таких систем с длительным сроком эксплуатации с учетом накопления силовых и средовых повреждений.

Восстановление эксплуатационной пригодности изношенных или поврежденных коррозией конструкций покрытий, включая и рассматриваемые системы, традиционно выполняется поэлементно – их ремонтируют, а при значительных повреждениях усиливают или заменяют аналогичными исправными. Такой подход чаще всего требует остановки производства, а также применения грузоподъемных машин большой мощности и специальной оснастки.

В [5] предложен другой подход. Он связан с наиболее полным учетом пространственной работы систем, образованных из типовых плоскостных элементов – ферм и плит. При этом существующее покрытие путем добавления некоторых новых несущих конструктивных элементов (замоноличивание швов, дополнительная приварка закладных деталей и пр.) преобразуется в пространственно работающую призматическую складчатую систему (рисунок 1). В результате в преобразованной таким образом конструктивной системе повышается степень статической неопределимости и, соответственно, ее напряженно-деформированное состояние существенно отличается от НДС, принятого при первоначальном проектировании. Появляется дополнительная возможность вскрыть резервы прочности, жесткости и трещиностойкости элементов покрытия, перераспределить внутренние усилия с поврежденных элементов на другие.

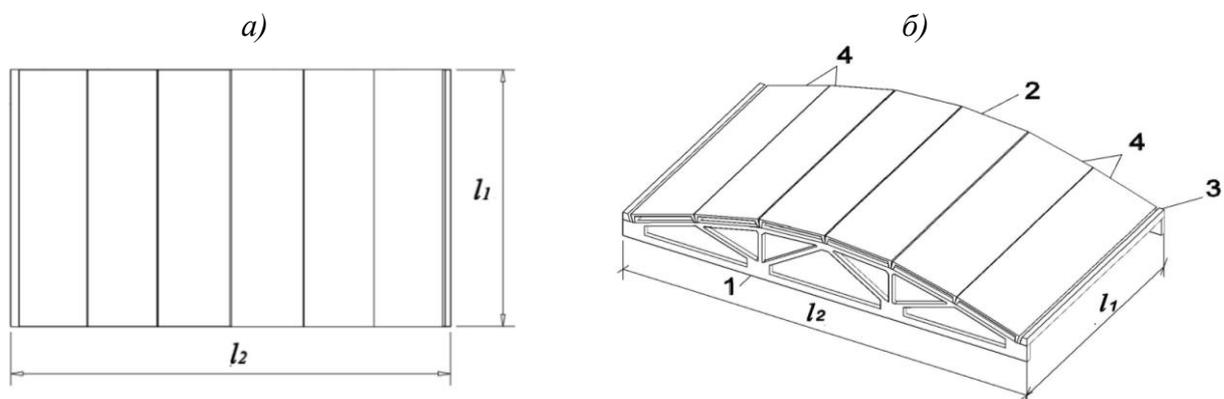


Рисунок 1 – План (а) и общий вид (б) покрытия в виде призматической складки с бортовыми элементами: 1 – диафрагма; 2 – ребристая плита; 3 – бортовой элемент; 4 – крайние грани складки

С учетом изложенного рассмотрим особенности алгоритмизации задачи проектирования железобетонных складчатых систем на эксплуатационные проектные и запроектные воздействия, связанные с силовыми и средовыми повреждениями в процессе эксплуатации.

При расчете железобетонных конструктивных систем на внезапное динамическое догружение приняты следующие гипотезы:

- продолжительность мгновенного воздействия при разрушении элемента складки исчисляется десятными и сотыми долями секунды;
- при мгновенном изменении степени статической неопределимости системы полная удельная энергия не изменяется;
- обобщенная диаграмма, характеризующая состояние расчетного сечения при мгновенном нагружении, в первом приближении описывается квадратной параболой;
- работа системы при обычном кратковременном нагружении и переход ее в запрелдельное состояние характеризуются одними и теми же критериями; пределы динамической прочности материалов зависят от продолжительности внешнего воздействия;
- разрушение складчатой пространственной системы определяется таким набором линейных пластических шарниров, которые превращают конструкцию в кинематически изменяемую систему; если шарниры охватывают ограниченную часть элементов, то возникает локальная схема разрушения; если большинство элементов системы – возникает прогрессирующее разрушение системы.

Проектный расчет складчатого покрытия. Расчетная модель пространственного покрытия – складка, образованная основными гранями (полки плит) и дополнительными гранями – продольными ребрами плит (рисунок 2).

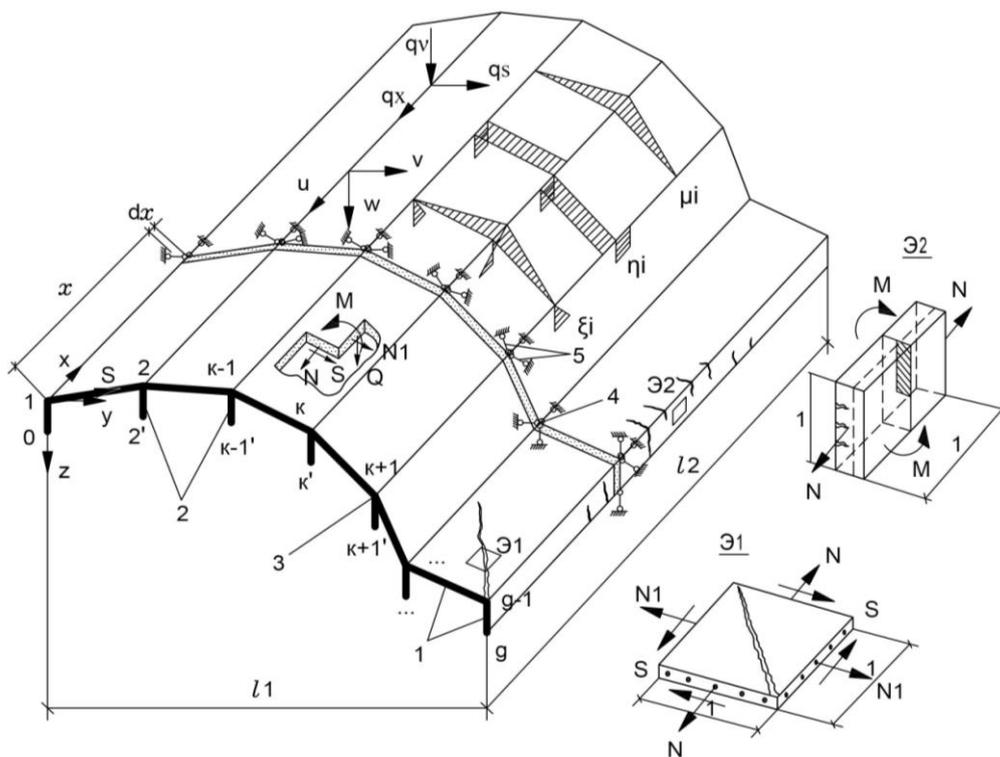


Рисунок 2 – Расчетная схема железобетонной складки: 1 – основные грани; 2 – дополнительные грани; 3 – цилиндрические шарниры

На первом этапе расчета пространственной системы внешняя равномерно распределенная нагрузка приводится к полосовой нагрузке вдоль ребер и в расчете учитывается своими составляющими в плоскостях соответствующих граней.

Построение расчетных уравнений выполнено на основе вариационного метода В.З. Власова [6] в варианте, разработанном для анизотропных нелинейно деформируемых

материалов типа железобетона в работе [7]. Принимается, что система сопротивляется изгибу в поперечном направлении. Наличие в расчетной модели дополнительных ребер приводит, по существу, к учету и продольных моментов в складке. Напряженное состояние в складке характеризуется нормальными и сдвигающими осевыми силами N , Nl , S и поперечными изгибающими моментами M (см. элементы Э1 и Э2 на рисунке 2).

Основная система по смешанному методу, как и при упругом расчете, выбирается в виде складки с внешними непрерывными продольными связями, расположенными вдоль всех промежуточных ребер и наружных продольных краев и цилиндрическими шарнирами, допускающими взаимное смещение смежных граней в промежуточных ребрах.

Принимаются традиционно используемые гипотезы вариационного смешанного метода [7], а также дополнительные, связанные с учетом специфики нелинейного деформирования для железобетона. В частности, принимается гипотеза о нерастяжимости поперечного контура складки $\varepsilon_l=0$. Гипотеза об отсутствии деформаций сдвига не вводится $\gamma \neq 0$. Деформированное состояние отдельной грани расчленяется на изгиб с растяжением без сдвига и на изгиб со сдвигом без растяжения.

В качестве физических соотношений для железобетонных граней складки с трещинами использованы уравнения теории деформирования железобетона с трещинами Н.И. Карпенко, при этом в выражении связи между усилиями и деформациями принята прямая матрица [8].

$$\begin{pmatrix} M \\ N \\ S \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \chi \\ \varepsilon \\ \gamma \end{pmatrix}. \quad (1)$$

Снижение жесткости элементов вследствие коррозионных воздействий учитывается с использованием феноменологической модели коррозионно-повреждаемого бетона В.М. Бондаренко [9], согласно которой учет изменений прочностных и деформативных характеристик бетона в общем виде можно производить введением некоторых поправочных коэффициентов:

$$R_{b,cr}(z) = K(z) R_b; \quad E_{b,cr}(z) = K(z) E_b, \quad (2)$$

где R_b – прочность неповрежденного бетона; E_b – его модуль мгновенной деформации; K – функция повреждения.

Интегральные условия равновесия элементарной поперечной полоски железобетонной складки шириной dx и длиной, равной длине контура поперечного сечения b , составляются по ранее принятой схеме на основе принципа возможных перемещений [7]. После соответствующих преобразований для рассматриваемой конструктивной системы получена следующая система обыкновенных дифференциальных уравнений с переменными коэффициентами:

$$\begin{aligned} 1. & \int_b D_{22} \sum U_i'''(s) \xi_i(s) \xi_i(s) ds + \int_b D_{23} \sum V_g'''(s) \eta_g(s) \xi_i(s) ds + \int_b D_{11} \sum V_g''(s) \chi_g(s) \chi_j(s) ds - \\ & - \int_b D_{11} \sum V_i(s) \chi_i(s) \chi_j(s) ds + D_{32} \sum U_i''(s) \xi_i(s) \xi_i(s) + D_{33} \sum V_g''(s) \eta_g(s) \xi_i(s) + N \eta_j(s) + \\ & + Q f_j(s) - D_{11} \sum V_g(s) \chi_g(s) \varphi_j(s) - D_{11} \sum V_i(s) \chi_i(s) \varphi_j(s) \Big|_0^b + \int_b (\partial q_x / \partial x) \xi_j(s) ds + \\ & + \int_b q_s \eta_j(s) ds + \int_b q_v f_j(s) ds = 0; \quad (3) \\ 2. & \int_b D_{32} \sum U_i''(s) \xi_i(s) \eta_h(s) ds + \int_b D_{33} \sum V_g''(s) \eta_g(s) \eta_h(s) ds + \int_b D_{11} \sum V_g(s) \chi_g(s) \chi_h(s) ds - \\ & - \int_b D_{11} \sum V_i(s) \chi_i(s) \chi_h(s) ds + N \eta_h(s) + Q f_h(s) - D_{11} \sum V_g(s) \chi_g(s) \chi_h(s) - \\ & - D_{11} \sum V_i(s) \chi_i(s) x_h(s) \Big|_0^b + \int_b q_s \eta_h(s) ds + \int_b q_v f_h(s) ds = 0; \\ 3. & \int_b \sum V_g(s) \chi_g(s) \mu_m(s) ds + \int_b \sum V_i(s) \chi_i(s) \mu_m(s) ds + \int_b \chi_i(s) \mu_m ds = 0. \end{aligned}$$

Алгебраизация этой системы уравнений выполнена методом неопределенных коэффициентов с использованием усеченных степенных рядов. В результате система разрешающих алгебраических уравнений приведена к виду:

1. $\sum (\sum a_{ijn} x^n \sum n U_{in} x^{n-1}) + \sum (\sum b_{ijn} x^n \sum n V_{gn} x^{n-1}) + \sum S_{jin} x^n \sum M_{mn} x^n = \sum P_{jn} x^n$;
2. $\sum (\sum b_{hin} x^n \sum n U_{in} x^{n-1}) + \sum (\sum r_{hgn} x^n \sum n V_{gn} x^{n-1}) + \sum S_{hin} x^n \sum M_{mn} x^n = \sum Q_{hn} x^n$; (4)
3. $\sum (\sum s_{min} x^n \sum n U_{in} x^{n-1}) + \sum (\sum s_{mgn} x^n \sum n V_{gn} x^{n-1}) + \sum v_{lin} x^n \sum M_{mn} x^n = \sum \Theta_{ln} x^n$.

Переменные жесткостные и геометрические коэффициенты определяются интегрированием соответствующих единичных эпюр функций поперечного распределения перемещений, которые выбраны непрерывными и удовлетворяющими принятым гипотезам и граничным условиям (рисунок 3). Принципы построения этих эпюр сохраняются такими же, как для упругих систем и подробно описаны в работе [7]. Учитывается нелинейность деформирования и трещинообразование итерационным расчетом напряженно-деформированного состояния системы до заданной проектной нагрузки.

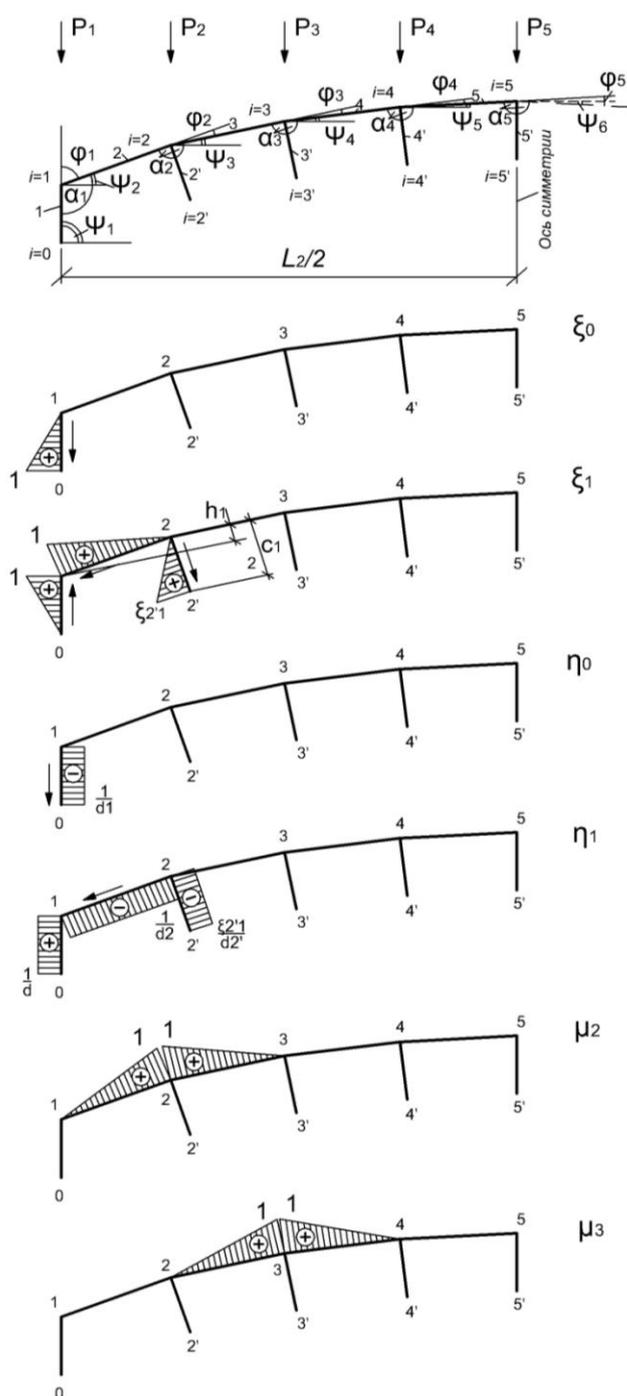


Рисунок 3 – Общий вид эпюр единичных функций ξ , η , μ

В матричной форме записи система уравнений (3) имеет вид:

$$L \cdot W = P, \tag{5}$$

где L – блочная матрица жесткостных и геометрических характеристик складчатой системы (таблица 1); W – вектор коэффициентов перемещений и усилий; P – вектор коэффициентов внешней нагрузки.

Таблица 1 – Матрица коэффициентов разрешающих уравнений

A_{0j}	A_{1j}	A_{2j}	0	0	...	0	B_{0j}	B_{1j}	B_{2j}	0	0	...	0	S_{0j}	S_{1j}	0	0	0	...	0	
A_{1j}	A_{11}	A_{12}	A_{13}	0	...	0	B_{1j}	B_{11}	B_{12}	B_{13}	0	...	0	S_{1j}	S_{11}	S_{12}	0	0	...	0	
A_{2j}	A_{21}	A_{22}	A_{23}	A_{24}	...	0	B_{2j}	B_{21}	B_{22}	B_{23}	B_{24}	...	0	0	S_{2j}	S_{22}	S_{23}	0	...	0	
0	A_{3j}	A_{32}	A_{33}	A_{34}	...	0	0	B_{3j}	B_{32}	B_{33}	B_{34}	...	0	0	0	S_{32}	S_{33}	S_{34}	...	0	
0	0	A_{42}	A_{43}	A_{44}	...	A_{4j}	0	0	B_{42}	B_{43}	B_{44}	...	B_{4j}	0	0	0	S_{42}	S_{43}	S_{44}	...	0
...	A_{ij}	B_{ij}	S_{mi}	
0	0	0	0	A_{k2}	A_{ki}	A_{kj}	0	0	0	0	B_{k2}	B_{ki}	B_{kj}	0	0	0	0	0	S_{mi}	S_{mj}	
B_{0j}	B_{1j}	B_{2j}	0	0	...	0	R_{0j}	R_{1j}	R_{2j}	0	0	...	0	S_{0j}	S_{1j}	0	0	0	...	0	
B_{1j}	B_{11}	B_{12}	B_{13}	0	...	0	R_{1j}	R_{11}	R_{12}	R_{13}	0	...	0	S_{1j}	S_{11}	S_{12}	0	0	...	0	
B_{2j}	B_{21}	B_{22}	B_{23}	B_{24}	...	0	R_{2j}	R_{21}	R_{22}	R_{23}	R_{24}	...	0	0	S_{2j}	S_{22}	S_{23}	0	...	0	
0	B_{3j}	B_{32}	B_{33}	B_{34}	...	0	0	R_{3j}	R_{32}	R_{33}	R_{34}	...	0	0	0	S_{32}	S_{33}	S_{34}	...	0	
0	0	B_{42}	B_{43}	B_{44}	...	B_{4j}	0	0	R_{42}	R_{43}	R_{44}	...	R_{4j}	0	0	0	S_{42}	S_{43}	S_{44}	...	0
...	B_{ij}	R_{ij}	S_{mi}	
0	0	0	0	B_{k2}	B_{ki}	B_{kj}	0	0	0	0	R_{k2}	R_{ki}	R_{kj}	0	0	0	0	0	S_{mi}	S_{mj}	
S_{0j}	S_{1j}	0	0	0	...	0	S_{0j}	S_{1j}	0	0	0	...	0	Θ_{0j}	Θ_{1j}	0	0	0	...	0	
S_{1j}	S_{11}	S_{12}	0	0	...	0	S_{1j}	S_{11}	S_{12}	0	0	...	0	Θ_{1j}	Θ_{11}	Θ_{12}	0	0	...	0	
0	S_{2j}	S_{22}	S_{23}	0	...	0	0	S_{2j}	S_{22}	S_{23}	0	...	0	0	Θ_{2j}	Θ_{22}	Θ_{23}	0	...	0	
0	0	S_{32}	S_{33}	S_{34}	...	0	0	0	S_{32}	S_{33}	S_{34}	...	0	0	0	Θ_{32}	Θ_{33}	Θ_{34}	...	0	
0	0	0	S_{42}	S_{43}	...	0	0	0	0	S_{42}	S_{43}	...	0	0	0	0	Θ_{42}	Θ_{43}	...	0	
...	S_{mi}	S_{mi}	Θ_m	
0	0	0	0	0	S_{mi}	S_{mj}	0	0	0	0	0	S_{mi}	S_{mj}	0	0	0	0	0	Θ_{mi}	Θ_{mj}	

Построенные разрешающие уравнения используются для проектного расчета призматических складок с учетом анизотропии, неупругих деформаций, деформаций сдвига, наличия трещин и коррозионных повреждений в железобетоне при полумоментном напряженном состоянии.

По принятым исходным данным о геометрии, нагрузке, граничным условиям, характеристикам материалов итерационным расчетом определяется напряженно-деформированное состояние во всех элементах исследуемой системы.

Расчет конструктивной системы на запроектное воздействие. Полагаем, что запроектное воздействие связано с эволюционным накоплением повреждений, что на определенном временном этапе вызывает внезапную структурную перестройку в элементах системы. Таким воздействием может быть, например, коррозия сжатого бетона, разрыв сильно проржавевшей рабочей арматуры и др.

В качестве примера выполним расчет на запроектное воздействие отдельно стоящей складки, образованной из железобетонных полигональных ферм пролетом 18 м, шести типовых предварительно напряженных ребристых плит 3×12 м и двух бортовых элементов (см. рисунок 1). Пространственная работа системы обеспечивается приваркой всех плит к фермам по четырем углам, устройством шпонок на боковых гранях плит и замоноличиванием швов бетоном.

Расчетная модель системы – складка, образованная шестью основными гранями – полками плит и семью дополнительными гранями – продольными ребрами плит, включая бортовые элементы (см. рисунок 2, при числе основных граней $g=6$). Внешняя равномерно распределенная единичная нагрузка приложена к левой половине пролета и в расчете учитывается как полосовая по ребрам своими составляющими в плоскостях соответствующих граней.

В момент выключения связи усилие, действовавшее в разрушенной связи, прикладывается к конструкции на месте разрушения с обратным знаком. При расчете складчатой системы

для сохранения единства методологического подхода с расчетом стержневых систем [8] действие утраченной связи заменено некоторым обобщенным эквивалентным воздействием.

Принято, что запроектным воздействием является разрыв одного стержня рабочей предварительно напряженной арматуры продольного ребра. При этом рассмотрено два случая. Первый случай (рисунок 4, а) – разрыв арматуры крайнего левого ребра плиты с сохранением бортового элемента (2/3 первоначальной толщины грани). Второй случай (рисунок 4, б) – разрыв арматуры одного из смежных дополнительных ребер (в нашем случае – второго слева) с сохранением 1/2 первоначальной толщины грани.

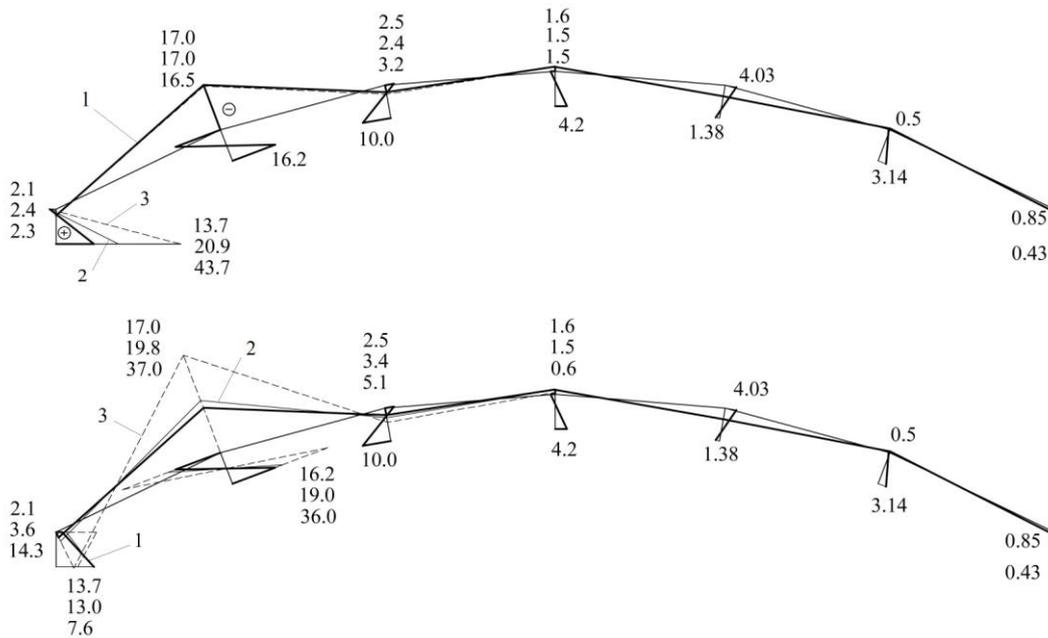


Рисунок 4 – Нормальные напряжения в гранях складки при внезапной структурной перестройке крайней (а) и второй слева (б) грани

На графиках (рисунок 4, а, б) приведены результаты расчета исходной системы в виде эпюр нормальных напряжений посередине пролета складки на действие эксплуатационной нагрузки (1), той же системы с выключенной связью, но без динамического эффекта (2) и системы с выключенной связью с учетом возникающего динамического эффекта (3).

Из анализа приведенных данных следует, что при внезапном выключении из работы одного из трех стержней предварительно напряженной рабочей арматуры крайнего продольного ребра нормальные напряжения в сохранившейся части грани за счет динамической составляющей увеличиваются на 106%, а при обрыве одного из двух стержней рабочей арматуры второго от края продольного ребра – на 89%. Важно заметить, что в приведенном примере указанный эффект локализуется в зоне, прилегающей к месту обрыва арматурных стержней.

Учет характера внезапной структурной перестройки в элементах конструктивной системы ведет к значительным ее динамическим догружениям. Причем эти догружения связаны не столько с уровнем напряженного состояния, сколько с местоположением и функциональным назначением этих элементов. Наиболее напряженными не всегда становятся элементы, которые были таковыми в исходной системе. Это зависит от характера распределения силовых потоков в системе с выключенной связью и уровня нагруженности отдельных элементов в исходной системе. Следовательно, при расчете живучести конструктивных систем с изменяющимся по мере выключения связей силовым потоком целесообразно ранжирование несущих элементов по уровню степени их «ответственности» за живучесть системы.

Вывод

Для рассматриваемых железобетонных пространственных складчатых систем внезапное выключение отдельных наиболее напряженных связей, которые являются ключевыми с

позиций живучести, приводит к значительным динамическим догрузкам отдельных элементов и может привести к локальному или даже лавинообразному разрушению системы, что должно учитываться при проектировании.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Клюева, Н.В. К оценке живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем при внезапных запроектных воздействиях [Текст] / Н.В. Клюева, О.А. Ветрова // Промышленное и гражданское строительство. – 2006. – №11. – С. 56-57.
2. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, Н.В. Клюева, А.И. Никулин и др. – М.: АСВ, 2004. – 216 с.
3. Гордон, В.А. Расчет динамических усилий в конструктивно-нелинейных элементах стержневых пространственных систем при внезапных структурных изменениях [Текст] / В.А. Гордон, Н.В. Клюева, Т.В. Потураева, А.С. Бухтиярова // Строительная механика и расчет сооружений. – Москва. – 2008. – №6(221). – С. 26-30.
4. Гениев, Г.А. Экспериментально-теоретические исследования неразрезных балок при аварийном выключении из работы отдельных элементов [Текст] / Г.А. Гениев, Н.В. Клюева // Известия вузов. Строительство. – 2000. – №10. – С. 21-26.
5. Колчунов, В.И. Жесткость и трещиностойкость железобетонных складчатых покрытий [Текст] / В.И. Колчунов, Е.В. Осовских // Известия вузов. Строительство. – 1993. – №2. – С. 118-123.
6. Власов, В.З. Тонкостенные пространственные системы [Текст] / В.З. Власов. – М.: Госстройиздат, 1958 – 502 с.
7. Милейковский, И.Е. Алгоритмы, программы и примеры расчета оболочек покрытий [Текст] / И.Е. Милейковский, В.И. Колчунов, А.А. Соколов. – Москва, 1989. – 269 с.
8. Карпенко, Н.И. О прямых матрицах связей для железобетонных плит [Текст] / Н.И. Карпенко // Пространственные конструкции зданий и сооружений. – 1985. – №5. – С. 24-36.
9. Бондаренко, В.М. К расчету сооружений, меняющих расчетную схему вследствие коррозионных повреждений [Текст] / В.М. Бондаренко, Н.В. Клюева // Известия вузов. Строительство. – 2008. – №1. – С. 4-12.

Колчунов В.И.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-48
E-mail: oantc@ostu.ru

Осовских Е.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-48
E-mail: oantc@ostu.ru

РАСЧЕТ ШАРНИРНО ОПЕРТЫХ ПАРАЛЛЕЛОГРАММНЫХ ПЛАСТИНОК, НАГРУЖЕННЫХ В ЦЕНТРЕ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ СИЛОЙ, МЕТОДОМ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ

В статье приводится решение задачи по определению разрушающей нагрузки для шарнирно опертых параллелограммных пластинок, нагруженных в центре сосредоточенной силой. Показано, что все множество значений разрушающих нагрузок для параллелограммных пластинок ограничено с двух сторон: верхнюю границу образуют решения для прямоугольных пластинок, а нижнюю – для ромбических.

Ключевые слова: параллелограммные пластинки, схема разрушения, предельное равновесие, разрушающая нагрузка.

The article gives the task to determine the breaking load for hinge supported parallelogram plates loaded in the center of a concentrated force. It is shown that the entire set of values of breaking loads for parallelogram plates is restricted from two sides: the upper limit form solutions for rectangular plates and the lower – for the orthorhombic.

Keywords: parallelogram plates, the scheme of destruction, limiting balance, breaking load.

Задача предельного равновесия пластинок, нагруженных сосредоточенной силой, подробно исследована в работах А.Р. Ржаницына [1, 2]. В этих работах показано, что для шарнирно опертых многоугольных пластинок с острыми углами реализуется схема разрушения с образованием периферийных криволинейных шарниров текучести, которые выходят на опорный контур под углом 45° и очерчиваются по логарифмической спирали. Если сосредоточенная сила приложена на биссектрисе острого угла, то эта спираль вырождается в дугу окружности. Используем эти и другие известные из монографий [1, 2] результаты, определяя разрушающую нагрузку для шарнирно опертых параллелограммных пластинок.

Исследуем возможную схему разрушения таких пластинок, соответствующую предельному состоянию (рисунок 1, а). Поскольку в этой схеме сосредоточенная сила не лежит на биссектрисе углов параллелограмма, криволинейный шарнир текучести будет очерчиваться по логарифмической спирали $r = Ae^{c\varphi}$, где постоянные A и c определяются из граничных условий краевого шарнира текучести. Подробная схема расположения шарниров текучести в параллелограммной пластинке у острого угла приведена на рисунке 2.

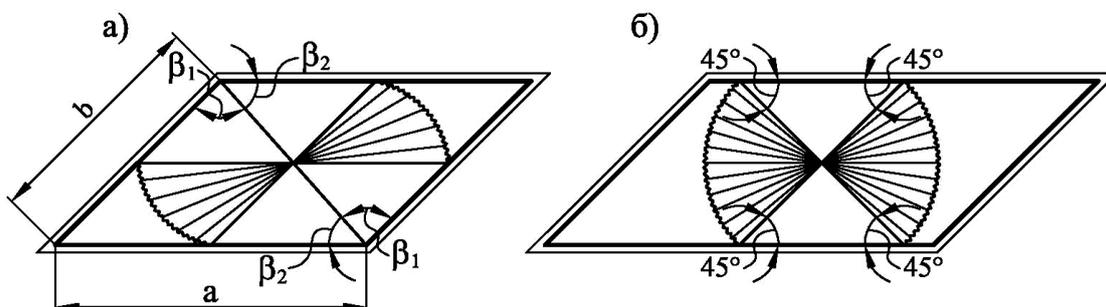


Рисунок 1 – Схемы разрушения параллелограммной шарнирно опертой пластинки, нагруженной сосредоточенной силой в центре

Из дифференциальной геометрии известно, что для логарифмической спирали EF угол между касательной, проведенной к любой ее точке, и радиусом-вектором есть величина постоянная, определяемая из выражения:

$$r'/r = \operatorname{ctg}\psi = c. \quad (1)$$

Используя рисунок 2, запишем очевидные зависимости:

$$r_1 = \frac{h}{2\sin\gamma_1} = \frac{h}{2\sin(\psi - \pi/4)}; \quad r_2 = \frac{H}{2\sin\gamma_2} = \frac{H}{2\sin(3\pi/4 - \psi)} = \frac{H}{2\cos(\psi - \pi/4)}. \quad (2)$$

Найдем отношение r_1/r_2 с учетом выражений (2):

$$\frac{r_1}{r_2} = \frac{h}{H} \cdot \frac{\sin\gamma_2}{\sin\gamma_1} = \frac{h}{H} \operatorname{ctg}\left(\psi - \frac{\pi}{4}\right) = \frac{h}{H} \cdot \frac{\operatorname{ctg}\psi \cdot \operatorname{ctg}(\pi/4) + 1}{\operatorname{ctg}(\pi/4) - \operatorname{ctg}\psi} = \frac{h}{H} \cdot \frac{1+c}{1-c}. \quad (3)$$

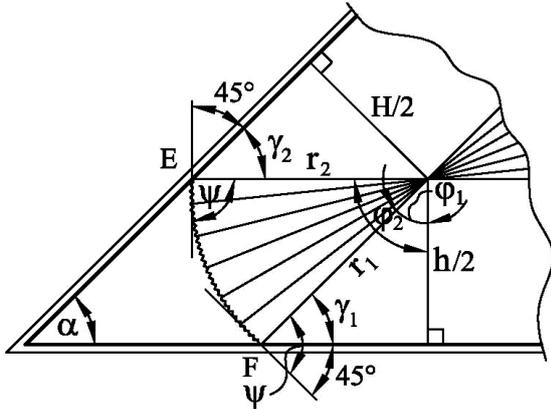


Рисунок 2 – Расположение шарниров текучести в параллелограммной пластинке у острого угла

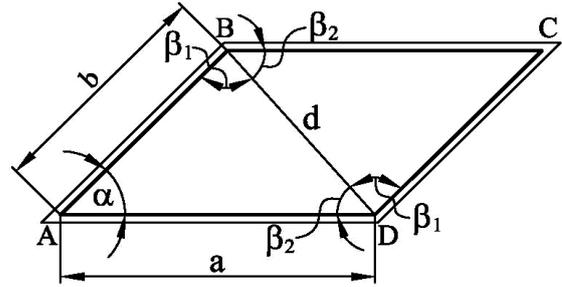


Рисунок 3 – К расчету длин сторон параллелограммной пластинки через малую диагональ

С другой стороны: $r_1 = Ae^{c\phi_1}$, $r_2 = Ae^{c\phi_2}$ и $r_1/r_2 = e^{c(\phi_1 - \phi_2)}$. Из рисунка 2 нетрудно найти связь между углами ϕ_1 и ϕ_2 : $\phi_2 = \phi_1 + \pi/2 - \alpha$.

$$\text{Тогда } r_1/r_2 = e^{-c(\pi/2 - \alpha)}. \quad (4)$$

Приравняв правые части выражений (3) и (4), получим:

$$\frac{h}{H} \cdot \frac{1+c}{1-c} = e^{-c(\pi/2 - \alpha)} = \frac{b}{a} \cdot \frac{1+c}{1-c} = e^{-c(\pi/2 - \alpha)}; \quad \frac{1+c}{1-c} e^{c(\pi/2 - \alpha)} = \frac{a}{b}. \quad (5)$$

Из этого трансцендентного уравнения в зависимости от соотношения сторон параллелограмма a/b и величины угла α находят значение параметра c .

Часть разрушающей нагрузки, приходящейся на образование зоны пластичности в окрестности острого угла пластинки, найдем из выражения:

$$\begin{aligned} P_{\text{разр}} &= m_T \left[2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \left(1 + \frac{r'^2}{r^2} \right) d\phi + \operatorname{ctg}\gamma_1 + \operatorname{ctg}\gamma_2 \right] = \\ &= m_m \left[2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \left(1 + \frac{r'^2}{r^2} \right) d\phi + \operatorname{ctg}\left(\psi - \frac{\pi}{4}\right) + \operatorname{ctg}\left(\frac{3\pi}{4} - \psi\right) \right] = \\ &= m_T \left[2(1+c^2) \cdot \phi \Big|_{3\pi/4 - \psi}^{5\pi/4 - \psi - \alpha} + \frac{1+c}{1-c} + \frac{1-c}{1+c} \right] = 2m_T \left[\left(1+c^2\right) \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + \frac{1+c^2}{1-c^2} \right]. \quad (6) \end{aligned}$$

С учетом этого результата полную разрушающую нагрузку (см. рисунок 1) получим по формуле:

$$P_{\text{разр}} = 2m_T \left[2(1+c^2) \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + 2 \cdot \frac{1+c^2}{1-c^2} + (\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}\beta_2) \right]. \quad (7)$$

Сумму $\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}\beta_2$ можно выразить через острый угол α (рисунок 3). Из треугольни-

ка ABD на основании теоремы косинусов имеем:

$$d^2 = a^2 + b^2 - 2ab \cdot \cos\alpha.$$

В свою очередь, используя эту же теорему для треугольников ABD и BCD , запишем:

$$a^2 = b^2 + d^2 - 2bd \cdot \cos\beta_2;$$

$$b^2 = a^2 + d^2 - 2ad \cdot \cos\beta_1.$$

Комбинируя эти зависимости, получим:

$$\cos\beta_2 = \frac{b^2 - ab \cdot \cos\alpha}{b\sqrt{a^2 + b^2 - 2ab \cdot \cos\alpha}}; \quad \cos\beta_1 = \frac{a^2 - ab \cdot \cos\alpha}{a\sqrt{a^2 + b^2 - 2ab \cdot \cos\alpha}}.$$

Используем теорему синусов в треугольниках ABD и BCD :

$$\sin\beta_2 = \frac{a}{d} \sin\alpha; \quad \sin\beta_1 = \frac{b}{d} \sin\alpha.$$

С учетом полученных результатов:

$$\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}\beta_2 = \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a}\right) \frac{1}{\sin\alpha} - 2\operatorname{ctg}\alpha.$$

Подставляя это выражение в формулу (7), окончательно найдем:

$$P_{\text{разр}} = 2m_T \left[2\left(1 + c^2\right) \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + 2 \cdot \frac{1 + c^2}{1 - c^2} + \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a}\right) \frac{1}{\sin\alpha} - 2\operatorname{ctg}\alpha \right]. \quad (8)$$

Это выражение можно представить иначе, используя соотношения (6) и (5):

$$P_{\text{разр}} = 2m_T \left[2\left(1 + c^2\right) \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + \left(\frac{a}{b} \frac{1}{e^{c(\pi/2 - \alpha)}} + \frac{b}{a} e^{c(\pi/2 - \alpha)}\right) + \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a}\right) \frac{1}{\sin\alpha} - 2\operatorname{ctg}\alpha \right]. \quad (9)$$

Из формул (8) и (9) вытекают все частные случаи для четырехугольных пластинок, связанных с параллелограммом (пластинки в виде квадрата, ромба, прямоугольника):

– для квадратной пластинки ($\alpha = \pi/2$, $a = b$) криволинейный шарнир текучести вырождается в точку ($c = 0$), поэтому из выражения (8) следует $P_{\text{разр}} = 8m_T$;

– для ромбической пластинки ($a = b$) сила P лежит на пересечении биссектрис углов ромба и краевые шарниры текучести будут очерчиваться по окружности ($c = 0$), поэтому из выражения (8) имеем:

$$P_{\text{разр}} = 4m_T \left[\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + 1 + \frac{1}{\sin\alpha} - \operatorname{ctg}\alpha \right] = 4m_T \left[1 + \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \right]; \quad (10)$$

– для прямоугольной пластинки ($\alpha = \pi/2$, $c = 0$) из выражения (9) следует:

$$P_{\text{разр}} = 4m_T \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a}\right); \quad (11)$$

– из формулы (10) при $\alpha \rightarrow 0$ получим:

$$P_{\text{разр}} \rightarrow 4m_T(1 + \pi/2) = 10,283m_T.$$

Как известно [1], для прямоугольных пластинок, у которых отношение сторон $a/b \geq 2,093$, разрушающая нагрузка постоянна ($P_{\text{разр}} = 10,283m_T$). Очевидно, такая же разрушающая нагрузка будет и у вытянутых параллелограммных пластинок, которым соответствует схема разрушения, приведенная на рисунке 1, б.

Определить параметры параллелограммных пластинок, при которых выполняется условие $P_{\text{разр}} = 10,283m_T$, можно, приравняв выражение (8) этому значению:

$$\left[2\left(1 + c^2\right) \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + 2 \cdot \frac{1 + c^2}{1 - c^2} + \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a}\right) \frac{1}{\sin\alpha} - 2\operatorname{ctg}\alpha \right] = 5,142.$$

При реализации схемы разрушения, приведенной на рисунке 1, б, криволинейный

шарнир текучести должен очерчиваться по дуге окружности, значит $c = 0$. При этом

$$2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + 2 + \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a}\right) \frac{1}{\sin \alpha} - 2 \operatorname{ctg} \alpha = 5,142; \quad \xi + \frac{1}{\xi} = 2(\alpha \sin \alpha + \cos \alpha),$$

где $\xi = a/b$. Из этого квадратного уравнения находим:

$$\xi = (\alpha \sin \alpha + \cos \alpha) \pm \sqrt{(\alpha \sin \alpha + \cos \alpha)^2 - 1}. \quad (12)$$

Задавшись значением α по формуле (12) можно найти ξ .

Таким образом, при расчете параллелограммных пластинок определенного вида с шарнирно опертым контуром, нагруженных в центре сосредоточенной силой P , необходимо сначала проверить условие (12). Если окажется, что ξ , полученное по этому условию, больше или равно заданному отношению сторон, то $P_{\text{разр}} = 10,283m_T$, если меньше, то из выражения (5) следует найти значение параметра c и далее по формуле (8) разрушающую нагрузку. Сложность такого расчета заключается в том, что при реализации схемы разрушения пластинки, изображенной на рисунке 1, a , для каждого варианта исходных параметров пластинок необходимо решать приближенно трансцендентное уравнение (5).

Если к прямоугольным пластинкам применить геометрическое преобразование аффинного сдвига параллельно основанию, то нетрудно убедиться в том, что все множество параллелограммов можно заключить между прямоугольниками и ромбами. Очевидно, что и все множество разрушающих нагрузок будет лежать между соответствующими решениями для прямоугольных и ромбических пластинок. Покажем это графически.

Выберем в качестве аргумента выражение:

$$k_f = (a/b + b/a) / \sin \alpha, \quad (13)$$

которое характеризует форму параллелограмма. Это выражение в явном виде входит в формулы (8)...(11); для ромбов в формуле (10) это выражение обращается в дробь $2/\sin \alpha$. Построим график $P_{\text{разр}} - k_f$ (см. рисунок 4).

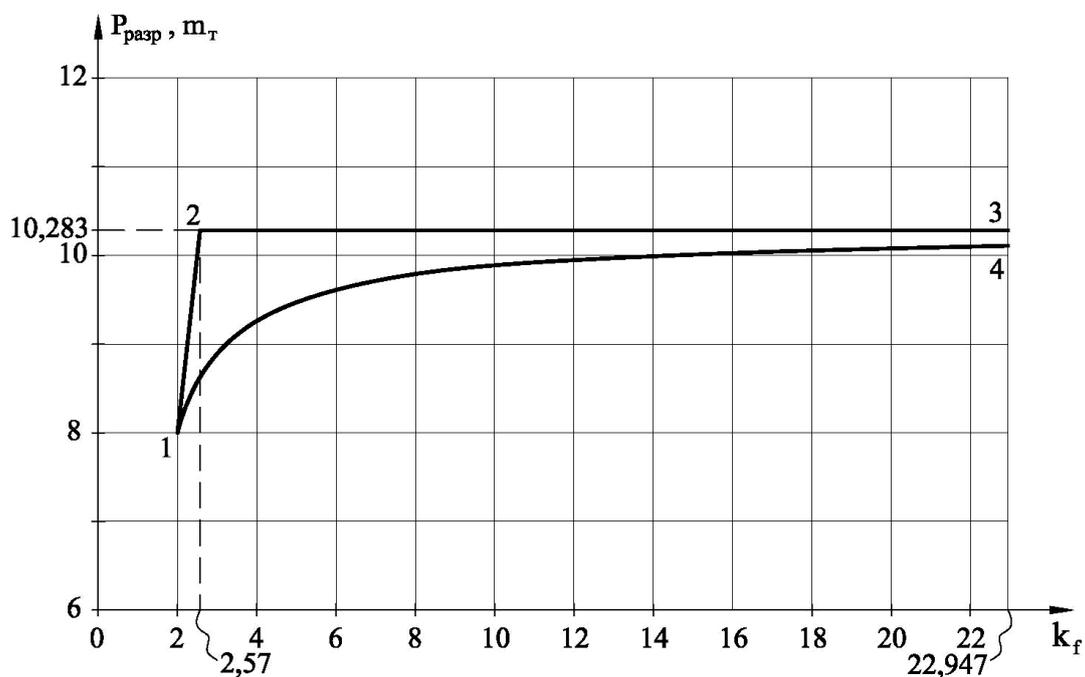


Рисунок 4 – График зависимости $P_{\text{разр}} - k_f$

Точка 1 на нем соответствует квадратной пластинке, прямая 1-2 – прямоугольным пластинкам с соотношением сторон $a/b \leq 2,093$, горизонтальная прямая 2-3 – прямоуголь-

ным пластинкам, у которых $a/b \geq 2,093$. Нижняя кривая 1-4 соответствует ромбическим пластинкам, она асимптотически стремится к прямой 2-3. Из рисунка видно, что все множество значений для параллелограммных пластинок заключено между указанными границами, что аналитически можно записать в виде двустороннего неравенства:

$$4m_m \left[\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + 1 + \frac{1}{\sin \alpha} - \operatorname{ctg} \alpha \right] \leq (P_{\text{разр}})_{\text{нар}} \leq \begin{cases} 4m_m (a/b + b/a) & \text{при } k_f \leq 2,570; \\ 10,283m_m & \text{при } k_f \geq 2,570. \end{cases} \quad (14)$$

Указанные границы $P_{\text{разр}}$ образуют довольно узкую область. С их помощью можно элементарно просто получать двустороннюю оценку $P_{\text{разр}}$ с достаточно удовлетворительной точностью. Более точные оценки можно получить, используя прием интерполяции границ на внутреннее множество значений $P_{\text{разр}}$ по параметру (13).

СПИСК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ржаницын, А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов [Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: гос. изд. лит. по стр. и арх., 1954. – 287 с.
2. Ржаницын, А.Р. Предельное равновесие пластинок и оболочек [Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: Наука, 1983. – 288 с.

Коробко А.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Доктор технических наук, профессор кафедры «Теоретическая и прикладная механика»
Тел.: +7 (4862) 76-03-72
E-mail: oantc@ostu.ru

Прокуров М.Ю.

Брянская государственная инженерно-технологическая академия, г. Брянск
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»
Тел.: +7 (4862) 76-03-72
E-mail: oantc@ostu.ru

Морозов С.А.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Аспирант кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 76-03-72
E-mail: oantc@ostu.ru

МАГОМЕДОВА Э.Н., БАТДАЛОВ М.М.,
АЛИШАЕВ М.Г., МУХУЧЕВ А.М.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ФОРМЫ СТЫКУЕМЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТЬ СТЫКА

Исследовано движение жидкости по стыкам различной конфигурации с целью определения такой формы стыка, которая обеспечивала бы водонепроницаемость конструкции в наибольшей степени. Исследование проводилось путем создания различных форм поверхности стыков и измерения сопротивления бетонного образца движению воды в созданных стыках.

Ключевые слова: жидкость, стык, водонепроницаемость, движение воды.

Liquid movement on joints of a various configuration for the purpose of definition of such form of a joint which would provide water resistance of a design to the greatest degree is investigated. Research was spent by creation of various forms of a surface of joints and measurement of resistance of the concrete sample to water movement on the created joints.

Keywords: liquid, joint, water resistance, water movement.

В лабораторных условиях были созданы стыки трех конфигураций: плоский, шпоночный и с синусоидальной (криволинейной) поверхностью (рисунок 1). Результаты измерений изменения величины электрического сопротивления при проникании воды под давлением вдоль стыкуемых поверхностей показали, что электрическое сопротивление во времени меняется по мере проникания воды между контактируемыми слоями по сечению от плоского стыка к шпоночному и от шпоночного к криволинейному. Данные экспериментальных исследований подтверждают теоретические предпосылки по определению расхода жидкости, просачивающейся сквозь слой стыков, имеющих различные формы контактирующих поверхностей.

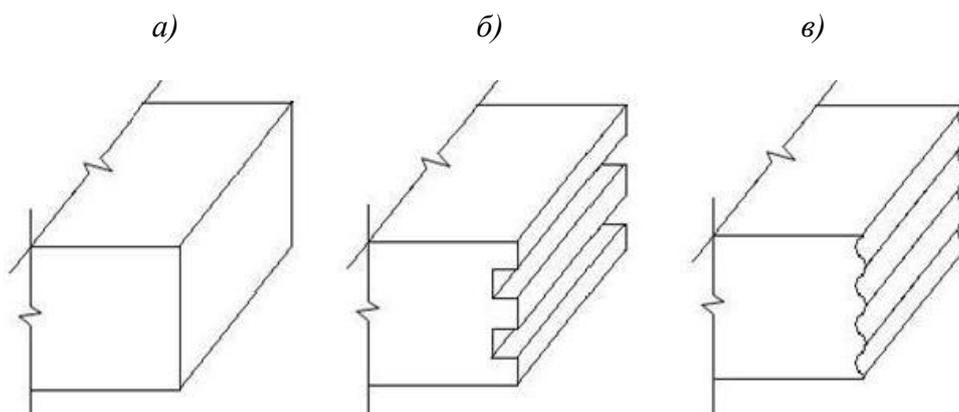


Рисунок 1 – Схема конфигураций образцов: а – плоский стык; б – шпоночный стык;
в – синусоидальный (криволинейный) стык

Известно, что при движении жидкости, между двумя стенками поверхности и потоком возникают силы сопротивления, обусловленные торможением движения жидкости крайних слоев о стенки. Вследствие вязкости жидкости это торможение передается последующим слоям. Равнодействующая сила сопротивления направлена в противоположную движению жидкости сторону. Для преодоления сопротивления трения необходимо затратить дополнительную энергию или, иными словами, нужен напор. Напор, необходимый на преодоление сил

трения, называют потерями напора [1]. Потери напора зависят от многих факторов, в том числе от длины пути (толщины) и от шероховатости поверхности, по которой движется жидкость.

Расход жидкости, проходящей через стык с гладкими поверхностями контакта, не имеющими шероховатости, определяется по формуле [2]:

$$Q = \frac{b^3 \Delta p}{12\mu \Delta L}, \quad (1)$$

где μ – коэффициент сопротивления; Δp – разность давлений на входном и выходном участке; ΔL – длина пути; b – ширина стыка.

Формула для определения расхода жидкости, проходящей сквозь шероховатые поверхности, имеет следующий вид:

$$Q = \frac{b^3}{12\mu(1+6\varepsilon^{3/2})} \frac{\Delta p}{\Delta L}, \quad (2)$$

где $\varepsilon = \frac{\delta}{b}$ – коэффициент шероховатости.

Подставляя экспериментальные данные в формулы (1)-(2), получим следующее:

1) для стыка с плоскими поверхностями контакта (рисунок 2) примем следующие параметры: $L = \Delta L = 10 \text{ см} = 0,1 \text{ м}$; $\Delta P = 0,2 \text{ атм} = 2 \cdot 10^4 \text{ Па}$; $b = 0,01 \text{ мм} = 10 \text{ мкм} = 10^{-5} \text{ м}$; $\mu = 10^{-3} \text{ Па} \cdot \text{с}$.

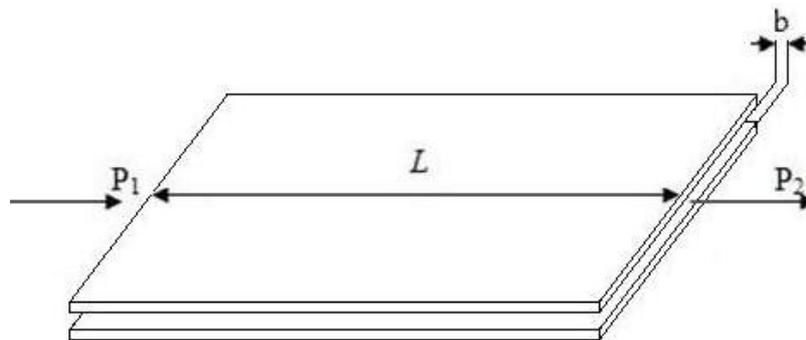


Рисунок 2 – Схема движения воды сквозь щелевую поверхность (стык)

Подставив приводимые выше параметры в формулу (1) для определения расхода воды, проходящего через плоский стык, получим:

$$Q = \frac{(10^{-5})^3 \cdot 2 \cdot 10^4}{12 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1} = \frac{2 \cdot 10^{-11}}{1,2 \cdot 10^{-3}} = 1,67 \cdot 10^{-8} \text{ м}^3 / \text{с}$$

или $Q = 86400 \cdot 1,67 \cdot 10^{-8} = 1,44 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3 / \text{сутки} = 1,44 \text{ л} / \text{сутки}$;

2) для стыка со шпонами (рисунок 3):

$$L = (h + \Delta l) \cdot n = (1,5 + 2) \cdot 5 = 17,5 \text{ см} = 0,175 \text{ м}; \Delta P = 0,2 \text{ атм} = 2 \cdot 10^4 \text{ Па};$$

$$b = 0,01 \text{ мм} = 10 \text{ мкм}; \mu = 10^{-3} \text{ Па} \cdot \text{с}; \varepsilon = 1.$$

Подставив значения в формулу (2), получим:

$$Q = \frac{(10^{-5})^3 \cdot 2 \cdot 10^4}{12 \cdot 10^{-3} (1 + 6 \cdot 1^{3/2})} \cdot \frac{2 \cdot 10^4}{0,175} = \frac{2 \cdot 10^{-11}}{14,7 \cdot 10^{-3}} = 0,14 \cdot 10^{-8} \text{ м}^3 / \text{с}$$

или $Q = 86400 \cdot 0,14 \cdot 10^{-8} = 0,12 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3 / \text{сутки} = 0,12 \text{ л} / \text{сутки}$.

3) для стыка с криволинейными поверхностями контакта (рисунок 4, при толщине стыка в 10 см):

$$L = 2\pi n + \pi r = 2 \cdot 3,14 \cdot 1 \cdot 2 + 3,14 \cdot 1 = 15,7 \text{ см} = 0,157 \text{ м}; \Delta P = 0,2 \text{ атм} = 2 \cdot 10^4 \text{ Па};$$

$$b = 0,01 \text{ мм} = 10 \text{ мкм}; \mu = 10^{-3} \text{ Па} \cdot \text{с}; \varepsilon = 1.$$

Подставив значения в формулу (2), получим:

$$Q = \frac{(10^{-5})^3}{12 \cdot 10^{-3} (1 + 6 \cdot 1^{3/2})} \cdot \frac{2 \cdot 10^4}{0,157} = \frac{2 \cdot 10^{-11}}{13,2 \cdot 10^{-3}} = 0,15 \cdot 10^{-8} \text{ м}^3 / \text{с}$$

или $Q = 86400 \cdot 0,15 \cdot 10^{-8} = 0,13 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3 / \text{сутки} = 0,13 \text{ л} / \text{сутки}$.

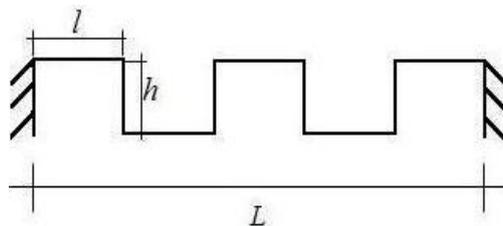


Рисунок 3 – Схема шпоночного стыка

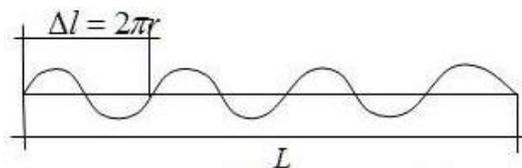


Рисунок 4 – Схема синусоидальной поверхности стыка

Из полученных результатов видно, что при движении воды по неоднородным стыкам расход просачиваемой жидкости уменьшается в 11-12 раз по сравнению с расходом жидкости, движущейся по плоскому стыку. Это достигается, прежде всего, за счет удлинения пути движения воды, а также увеличения шероховатости поверхности при создании криволинейной поверхности.

Для сравнения найдем значения расхода воды, проходящей через стыки различной конфигурации, другим способом, а именно через определение скорости фильтрации v цементного камня. При этом учитывается различие между двумя конфигурациями стыков (плоской и криволинейной) только в части одного параметра, влияющего на просачивающийся сквозь стык расход воды – удлинения пути прохождения жидкости.

Для определения расхода воды используем формулу [3]:

$$Q = v \cdot S, \tag{3}$$

где $v = \frac{k \Delta p}{\mu \Delta L}$ – скорость фильтрации, м²/с; k – коэффициент фильтрации; S – площадь сечения, через которое проходит жидкость.

Для плоского стыка имеем следующее:

$$S = 0,10 \cdot 0,10 = 0,01 \text{ м}^2; v = \frac{10^{-15} \cdot 2 \cdot 10^4}{10^{-3} \cdot 0,1} = 20 \cdot 10^{-8} \text{ м} / \text{с};$$

$$Q = 20 \cdot 10^{-8} \cdot 0,01 = 0,2 \cdot 10^{-8} \text{ м}^3 / \text{с} \text{ или } Q = 86400 \cdot 0,2 \cdot 10^{-8} = 0,173 \text{ л} / \text{сут.}$$

Для криволинейного стыка без учета шероховатости получим следующие зависимости:

$$S = \frac{\pi l^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,02)^2}{4} = 0,000314 \text{ м}^2; v = \frac{10^{-15} \cdot 2 \cdot 10^4}{10^{-3} \cdot 0,157} = 12,74 \cdot 10^{-8} \text{ м} / \text{с}.$$

$$Q = 12,74 \cdot 10^{-8} \cdot 0,000314 = 0,004 \cdot 10^{-8} \text{ м}^3 / \text{с} \text{ или } Q = 86400 \cdot 0,004 \cdot 10^{-8} = 0,00345 \text{ л} / \text{сут.}$$

Разница в значениях расходов для разных стыков составляет около пятидесяти раз только за счет увеличения пути прохождения жидкости вдоль стыка, без учета шероховатости. Соответственно, при создании большего числа волн на криволинейном стыке расход проникающей воды станет еще меньше. Длина пути прохождения воды в шпоночном стыке больше, чем в других случаях. Однако создавать такие формы в условиях производства достаточно сложно ввиду того, что опалубка зацемяется в бетон и при съеме опалубки разрушаются (ломаются) шпоны и конструкция перестает отвечать эксплуатационным требованиям.

Таким образом, можно утверждать, что изменение формы стыкуемых поверхностей бетонных конструкций в виде криволинейной поверхности более эффективно с точки зрения изготовления и в то же время увеличивает длину пути прохождения жидкости внутри конструкции, что способствует повышению ее водонепроницаемости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Еремин, Н.Ф. Процессы и аппараты в технологии строительных материалов [Текст] / Н.Ф. Еремин. – М.: Высшая школа, 1986.
2. Киселев, П.Г. Гидравлика [Текст] / П.Г. Киселев. – М., 1980.
3. Чугаев, Р.Р. Гидравлика [Текст] / Р.Р. Чугаев. – Л.: Энергия, 1975.

Магомедова Э.Н.

Дагестанский государственный технический университет, Республика Дагестан, г. Махачкала
Аспирантка
Тел.: +7 (4862) 76-03-72
E-mail: oantc@ostu.ru

Батдалов М.М.

Дагестанский государственный технический университет, Республика Дагестан, г. Махачкала
Член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор
E-mail: oantc@ostu.ru

Алишаев М.Г.

Дагестанский государственный технический университет, Республика Дагестан, г. Махачкала
Доктор технических наук, профессор
E-mail: oantc@ostu.ru

Мухучев А.М.

Кандидат технических наук, доцент кафедры ОТД МФ МАДИ (ГТУ)
E-mail: oantc@ostu.ru

ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ К.П., СТЕПУРА А.П.

РАЗРАБОТКА И ИССЛЕДОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ХРАНИЛИЩА ДЛЯ СЕМЕННОГО ЗЕРНА

Показана конструкция механизированного хранилища для семенного зерна. Приведены методика и результаты экспериментального исследования образца бункера хранилища. Проанализировано напряженно-деформированное состояние конструкции бункеров при кратковременном и длительном загрузках.

Ключевые слова: бункер, хранилище зерна, обшивка.

The design of the mechanised storehouse for seed grain is shown. The technique and results of an experimental research of the sample of the bunker of storehouse are resulted. The is intense-deformed condition of a design of bunkers is analysed at short-term and long loadings.

Keywords: the bunker, grain storehouse, covering.

Механизированное хранилище (рисунок 1) для семенного зерна вместимостью 160 т состоит из четырех емкостей-бункеров, вертикальной норрии, загрузочных и вентиляционных устройств. Хранилище предназначено для эксплуатации в хозяйствах.

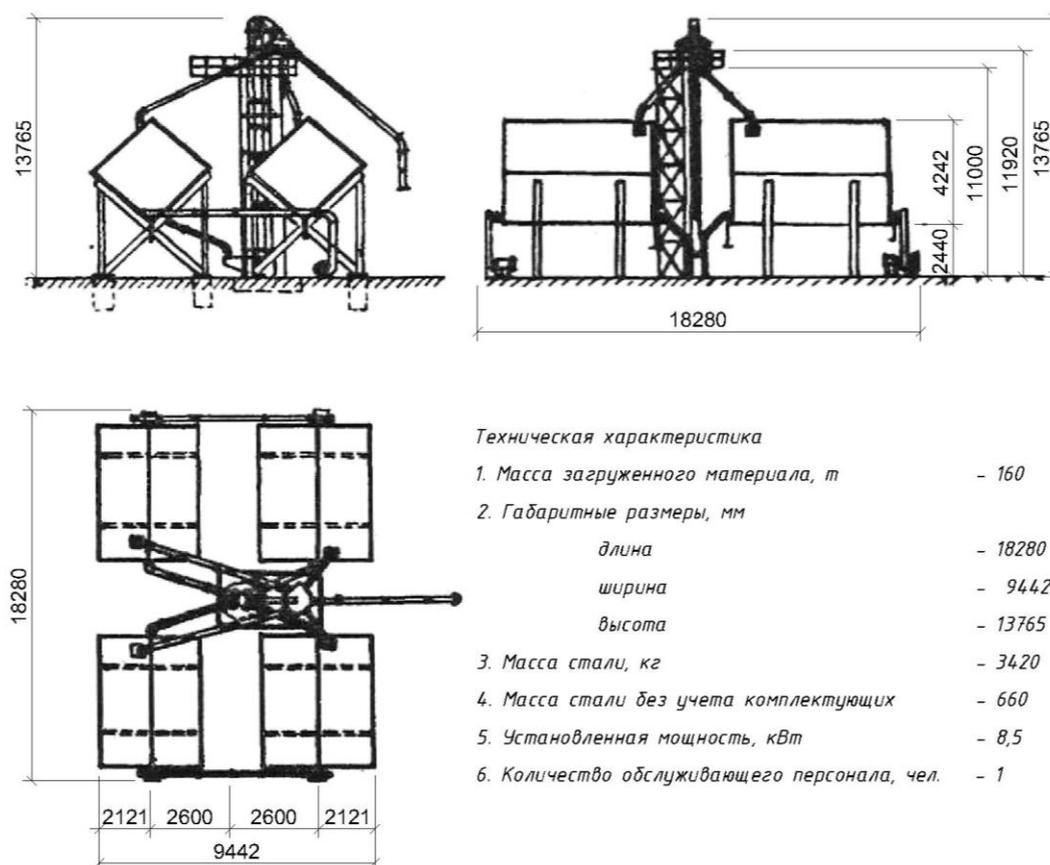


Рисунок 1 – Механизированное хранилище

Бункера выполняются из древесины силами хозяйств, которые, как правило, имеют собственные делянки леса и простейшее деревообделочное оборудование. На такие условия изготовления и рассчитывали авторы разработки конструкций бункеров.

Вместимость каждого из четырех бункеров хранилища – 40 т семенного зерна. Бункеры (рисунок 2) собираются на месте строительства хранилища из элементов, изготавливаемых из досок, брусьев и фанеры в условиях местного деревообделочного цеха. Такие конструкции хранилища относительно дешевы, экологически чисты, просты в эксплуатации и легко допускают перебазирование на новое место в случае необходимости.

Бункер вместимостью 40 т имеет габаритные размеры $3,0 \times 3,0 \times 6,2$ м, т.е. ~ 55 м³, в чистоте $2,8 \times 3,0 \times 6,2$ м. Для отработки конструктивной системы, технологии изготовления и монтажа элементов, исследования прочности выполнены экспериментальные исследования опытного образца на крупномасштабной модели. Опытный образец изготовлен и исследован в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.



Рисунок 2 – Общий вид бункера для зерна с применением древесины размерами $2 \times 2 \times 6,2$ м (объем 24 м³)

Описание экспериментального образца бункера

Для испытаний изготовлен бункер вместимостью 20 т зерна – условная крупномасштабная модель. Бункер представляет собой прямоугольный параллелепипед. Размеры емкости экспериментального образца $2 \times 2 \times 6,2$ м. Емкость образуется из ребристых панелей днища, покрытия и торцевых стен.

При монтаже емкость устанавливается на опорные рамы, расположенные на расстояниях 1,2 м от торцевых стен. При этом панели днища оказываются установленными под углом 45° к горизонту.

Конструкция панели днища состоит из двухслойной обшивки и подкрепляющих ребер. Наружный слой обшивки из шпунтованных досок толщиной 19 мм прибивается гвоздями К2,5×40 к фанерным листам толщиной 4 мм.

Четыре клееных деревянных ребра сечением 90×140 мм приклеены к доскам наружной обшивки днища казеиновым клеем с использованием запрессовки гвоздями К3×70.

Панель покрытия состоит из дощатой обшивки толщиной 19 мм и двух ребер сечением 63×90 мм. Для обеспечения жесткости на сдвиг между ребрами к обшивке прибиты раскосы из досок сечением 19×130 мм. Продольные края обшивки соединены с ребрами днища и бруском в коньке покрытия при помощи гвоздей.

Торцевые стены устроены в виде трехслойных панелей размерами 2×2 м. Наружные слои панели образуются досками толщиной 19 мм, а внутренний слой – фанерой толщиной 4 мм. Доски наружных слоев установлены под углом 90° друг к другу. Все три слоя объединены между собою гвоздями К2,5×40.

Опорные рамы состоят из наклонных раскосов составного сечения и вертикальных стоек. Раскосы изготовлены из брусьев сечением 90×140 мм и досок – 42×140 мм. Сечение стоек – 90×90 мм. Элементы рамы соединены между собой болтами диаметром 14 мм, а к панелям днища присоединены при помощи штырей с метрической резьбой, вклеенных в ребра панели.

Крепление рамы к фундаменту производится посредством металлических башмаков.

Работы под руководством автора выполнены аспирантом Степурой А.П. [1].

При проектировании пользовались результатами приближенного расчета лотковых бункеров.

Нормативные давления сыпучего материала на наклонную поверхность днища определяли по формулам:

- нормальное к поверхности днища давление:

$$P_n = P_v m_0 = P_v (\cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha); \quad (1)$$

- касательное к поверхности днища давление:

$$P_t = P_v m'_0 = P_v (1 - k) \sin \alpha \cos \alpha, \quad (2)$$

где P_v – вертикальное давление сыпучего материала; m_0 и m'_0 – коэффициенты перехода к нормальному и касательному давлениям; $k = P_n / P_v$ – коэффициент бокового давления сыпучего материала; α – угол наклона днища к горизонту.

Нормальное давление на торцевую стенку определяли по формуле:

$$P_n = P_v k_1, \quad (3)$$

где $k_1 = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ – коэффициент бокового давления; φ – угол внутреннего трения сыпучего материала.

Нормальное давление сыпучего материала на наклонную поверхность покрытия определяли по формуле:

$$P'_0 = P'_0 k \cos^2 \alpha_1, \quad (4)$$

где P'_0 – условное вертикальное давление сыпучего материала; α_1 – угол наклона поверхности покрытия к горизонту.

В процессе работы авторами произведено уточнение формул вертикальных давлений исходя из теории Кулона с учетом переменной высоты $h(z)$ столба сыпучего материала для произвольной точки на глубине z внутри бункера:

$$h(z) = z - (H - z) \operatorname{ctg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (5)$$

При этом вертикальное давление на днище будет:

$$P_v(z) = \gamma [z - (H - z) \operatorname{ctg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi]. \quad (6)$$

Применение этой формулы ограничено интервалом $\frac{H}{2} \leq z \leq H$, где H – максимальная высота сечения бункера.

Для верхней части бункера при $0 \leq z \leq \frac{H}{2}$ условное вертикальное давление определяется по формуле:

$$P'_v(z) = \gamma z (1 - \operatorname{ctg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi). \quad (7)$$

Справедливость формул была проверена при эксперименте с загрузкой емкости песком. Расхождение данных было в пределах 6-9%.

Основные положения методики испытаний

Загружение песком обеспечило приложение максимальной статической нагрузки, равной 1,5 расчетной (определенной от загрузки зерном).

Исследования проводили в два этапа. По первой схеме загрузку сыпучего материала производили равномерно во все четыре люка ступенями по 0,25 расчетной с выдержкой каждой ступени в течение суток. При расчетной нагрузке исследовали напряженно-деформированное

состояние (НДС) в течение 100 суток. После этого конструкция была разгружена и выдержана без нагрузки в течение 7 суток.

На втором этапе нагрузку за семь ступеней довели до 1,5 расчетной и проводили замеры НДС в течение 130 суток.

Порядок снятия отсчетов по приборам принят следующим. При изменении уровня нагрузки отсчеты снимали через 1 час и 24 часа после загрузки. В последующие 15 дней отсчеты снимали один раз в сутки, далее, до 30 дней, – через день. После 30 дней выдержки конструкции под нагрузкой ввиду малости приращений показаний приборов отсчеты снимали 1 раз в 10-15 дней.

Для фиксации прогибов и деформаций использовали прогибомеры, тензорезисторы и индикаторы. Кроме того, производили измерения нормальной составляющей контактного давления сыпучего материала на днище и торцевую стенку бункера. Для этой цели использовали месдозы типа ГАД-120 с пределами измерения давления 0,03 и 0,08 МПа.

Анализ результатов испытаний

Распределение нормальных давлений на стенки бункера.

До четвертого этапа загрузки эпюра нормальных давлений на днище имеет вид треугольника. После четвертого этапа, когда сыпучий материал оказывает давление на всю площадь днища, эпюра давлений принимает вид трапеции. Практически после всех этапов загрузки значения давлений, измеренных в опорном сечении емкости, оказывались на 10-20% больше, чем в середине пролета. Это объясняется влиянием податливости стенок на величину нормального давления. В сечении на опоре контур емкости имеет меньшую податливость, чем в середине пролета, и давления здесь оказываются большими. По ширине днища наблюдалась та же картина. Над продольными ребрами днища величина давления оказалась выше, чем в промежутках между ними.

В ходе испытаний оказалось, что первоначально измеренные значения давлений меняются во времени. Это изменение начиналось уже в первые часы после загрузки. В одних точках давления увеличивались, в других – уменьшались, т.е. происходило перераспределение давлений по площади днища бункера. Процесс наблюдался в течение всего срока выдержки бункера в загруженном состоянии и сопровождался снижением общего уровня нормальных давлений. В середине пролета днища величины нормальных давлений в контролируемых точках снизились в среднем на $0,3 \cdot 10^{-2}$ МПа, т.е. на 15%. В сечении на опоре величины давлений уменьшились неравномерно. В местах расположения ребер давления снизились соответственно на 33, 17 и 15%, в то время как в промежутках между ними только на 5%. Снижение величины нормальной составляющей давления во времени можно объяснить изменением геометрии контура поперечных сечений емкости в процессе выдержки бункера в загруженном состоянии. Изменение геометрии проявляется в увеличении угла наклона днища к горизонту и, как следствие, уменьшении нормальной и возрастании касательной составляющей давления сыпучего материала на днище.

Приведенные результаты использованы при анализе напряженно-деформированного состояния конструкции.

Деформированное состояние бункера при кратковременном нагружении

При полной загрузке бункера песком контур поперечного сечения искажался. При этом перемещения панелей покрытия были направлены внутрь емкости, а перемещения панелей днища наружу. Кроме того, были зафиксированы перемещения всего контура поперечного сечения под нагрузкой вниз как в пролете, так и над опорами, где сказывалась податливость соединений. Однако перемещения нижнего ребра бункера были большими, чем перемещения конька, поэтому контур поперечного сечения «вытягивался» вдоль вертикальной оси.

Максимальное перемещение конька равно 6,9 мм, а нижнего ребра – 16,4 мм. Искажения контура у торцевой стенки не происходило, т.к. сопротивление торцевой стены сдвигу позволило воспринять действующие усилия.

Оценку балочного изгиба бункера производили по перемещениям его нижней грани в трех сечениях: в середине пролета, над опорой и на конце консоли. Максимальный прогиб в

середине пролета при полной загрузке, превышающей расчетную в 1,5 раза, составил 4,4 мм или 1/818 пролета, прогиб на конце консоли – 3,7 мм или 1/324 вылета. Эти значения свидетельствуют о достаточно высокой жесткости конструкции.

Торцевые стенки при загрузке емкости выгибаются наружу. Наибольшее перемещение (19,9 мм) зафиксировано в середине панели (~ 1/100 размера стороны стенки). Пересчет на нормативную нагрузку дает значение этого перемещения, равное 10,5 мм или 1/191 размера стороны. Эти сравнения приведены лишь для большей ясности анализа. Нормами на зернохранилища допускается устройство их стенок гибкими.

Напряженное состояние бункера при кратковременном нагружении

Значения напряжения в элементах определяли по осредненному модулю упругости $E_d=10000$ МПа для древесины и $E_f=9000$ МПа для фанеры.

Ребра днища работают в условиях сложного напряженного состояния, обусловленного растяжением и косым изгибом. Наибольшие напряжения в ребрах возникли в сечениях над опорами и в середине пролета, где преобладали напряжения от изгиба. На консольной части ребер напряжения растяжения от распора превышали напряжения от изгиба, так что все сечение ребра оказывалось растянутым.

Напряжения сжатия в фибровых волокнах ребер Р1, Р2, Р3 над опорами достигали величины 23,5 МПа, а деформации растяжения – 22,0-28,9 МПа. Наибольшее из этих напряжений превышало расчетное (14 МПа) в 2,06 раза. В середине пролета, в ребре Р3 фибровые напряжения достигали следующих величин: сжатие – 15,1, растяжение – 17,0 МПа, что также превышает расчетное сопротивление на 8 и 21% соответственно.

Несмотря на значительное превышение действующих напряжений над расчетными конструкция не получила видимых признаков разрушения или больших деформаций, препятствующих нормальной эксплуатации сооружения. Это указывает на имеющиеся резервы несущей способности, обусловленные перераспределением усилий между элементами конструкции.

Наибольшие напряжения 12,2 МПа зафиксированы в точке, где обшивка примыкает к ребру Р1. В зоне примыкания к ребру Р2 напряжение несколько меньше – 11,0 МПа. В середине отсека между ребрами Р2 и Р3 напряжения равны 9,6 МПа. В досках обшивки над опорой общий уровень напряжений ниже, чем в середине пролета, но максимальное значение (13,0 МПа) зафиксировано именно здесь в точке, где обшивка примыкает к ребру Р3, которое получило повреждение от скатной составляющей нагрузки при первом этапе нагружения. Видим, что в общем напряжения в обшивке не превышают расчетных сопротивлений изгибу для древесины второго сорта.

Особенностью НДС является качественное изменение действующих напряжений в процессе нагружения.

Доски обшивки над опорой до четвертой ступени нагружения работают на изгиб, а затем с увеличением нагрузки в досках нарастают напряжения продольного сжатия, которые суммируются с напряжениями изгиба. Исключением являются концевые участки досок, где они испытывают изгиб с растяжением. В середине пролета бункера доски работают на растяжение с изгибом, причем напряжения растяжения нарастают быстрее, чем напряжения сжатия от изгиба, начиная уже с первого этапа нагружения.

Представляет интерес напряженное состояние фанерной обшивки днища, которая специально для исследований была принята уменьшенной толщины – 4 мм. Фанерная обшивка закреплена к дощатой гвоздями так, что направление волокон наружных рубашек фанеры оказалось параллельным длинной стороне.

В направлении вдоль волокон наружных слоев напряжения в обшивке имеют тот же знак, что и напряжение в примыкающих к обшивке ребрах. Напряжения в обшивках вдоль ребер несколько превышают напряжения в отсеках между ребрами, т.е. обшивки включаются в совместную работу с ребрами неравномерно. Наибольшее значение деформации $87 \cdot 10^{-5}$ зафиксировано в опорном сечении над ребром Р3. Деформации $149 \cdot 10^{-5}$ в середине пролета получены линейной экстраполяцией между значениями деформаций в сечениях 3-3 и 5-5. Соответствующие напряжения, полученные по этим деформациям, составляют 7,8 и 13,4 МПа.

Последнее значение на 3% превышает расчетное сопротивление фанеры сжатию вдоль волокон. Вообще наибольшие напряжения в фанерной обшивке наблюдаются вдоль ребра РЗ, которое тоже является наиболее напряженным.

Деформации сдвига достигают наибольших значений в отсеках фанерной обшивки, примыкающих к ребру РЗ.

Таким образом, фанерная обшивка является важным элементом конструкции, обеспечивающим совместную работу всех остальных элементов панели днища.

Рассмотрим напряженное состояние панели покрытия. Панель состоит из двух продольных ребер и однослойной дощатой обшивки. Доски обшивки располагаются вдоль ската покрытия. Наибольшее значение напряжения (7,0 МПа) в досках вдоль волокон зафиксировано в середине пролета панели. Над опорами бункера напряжения меньше.

Распределение напряжений изгиба вдоль досок обшивки характеризуется наличием растяжения с внутренней стороны досок, постепенно убывающим от нижнего края панели к верхнему и меняющим знак только у верхнего края панели. В местах пересечения досок обшивки с продольными ребрами панелей возникают скачки в величине напряжений без изменения их знака.

Продольные силы в панели вызывают растяжение досок в середине пролета бункера. Это объясняется характером деформирования нижних панелей, которые в середине пролета бункера получают наибольшие перемещения наружу под давлением содержимого.

Напряженное состояние ребер верхней панели характеризуется сочетанием косоугольного изгиба со сжатием и стесненным кручением.

Торцевая панель бункера испытывает сжатие с изгибом. Наибольшие значения напряжений зафиксированы в середине панели. Фибровое напряжение сжатия при полной нагрузке равно 6,0 МПа, а фибровое напряжение растяжения – 4,5 МПа, что составляет 40 и 35% от расчетного сопротивления изгибу древесины второго сорта 13 МПа. Значения напряжений поперек волокон досок не превысили 0,64 МПа, т.е. почти в три раза меньше расчетного сопротивления древесины сжатию поперек волокон 1,8 МПа. Таким образом, прочность торцевой стенки обеспечена, и несущая способность ее определяется величиной перемещений из плоскости.

Анализ статической работы бункера при длительном нагружении

Фиксация напряженно-деформированного состояния бункера производилась в течение 136 суток при полной нагрузке его песком.

В процессе выдержки наблюдались особенности деформирования конструкции, характерные только для пространственных конструкций.

Балочный прогиб бункера плавно возрастал с явной тенденцией к затуханию. Наиболее интенсивное приращение прогибов наблюдалось в первые 30 суток выдержки. За это время прогиб в середине пролета увеличился на 1,7 мм с 4,3 до 6,0 мм (39%). За остальные 100 суток прирост прогиба составил 0,1 мм, т.е. произошло практически полное затухание прогибов.

Прогиб консольной части увеличился на 1,8 мм. Относительные значения этих длительных прогибов в пересчете на нормативную нагрузку от зерна составили 1/1120 пролета и 1/484 вылета консоли, что свидетельствует о значительной жесткости бункера.

Прогиб верхней грани уменьшился на 1,4 мм, а прогиб нижней увеличился на 3,9 мм, т.е. за время выдержки эти величины изменились соответственно на 19,5 и 18,5%. В конце длительных испытаний относительные значения этих прогибов в пересчете на нормативную нагрузку составили 1/556 и 1/160 ширины грани.

Прогиб граней в их плоскости также плавно возрастал в течение 64 суток. В промежутке между 64 и 103 сутками произошло скачкообразное увеличение прогиба днища на 2,4 мм, а покрытия на 0,2 мм. Осмотр конструкции показал, что целостность ребра РЗ над опорой нарушилась. Произошел разрыв растянутого слоя досок в клееном ребре по зубчатому стыку, в результате чего сечение бруса уменьшилось на 22%. Однако, несмотря на это местное повреждение, статическая работа конструкции в целом не нарушилась в силу перерас-

пределения усилий между элементами. За весь период выдержки перемещения панелей в своей плоскости увеличивались незначительно. Прирост прогиба верхней грани составил 2,2 мм, а нижней – 4,0 мм.

Относительные значения длительных прогибов этих граней при пересчете на нормативную нагрузку от зерна составили 1/1221 и 1/777 пролета.

Описанные перемещения граней явились причиной дальнейшего искажения контура поперечного сечения конструкции. В середине пролета за все время выдержки коньковое ребро переместилось вниз на 4,1 мм, а нижнее – на 6,2 мм. Разность между этими величинами 2,1 мм составляет 0,4% по отношению к длине вертикальной диагонали в начале выдержки, т.е. искажение контура поперечного сечения достаточно мало.

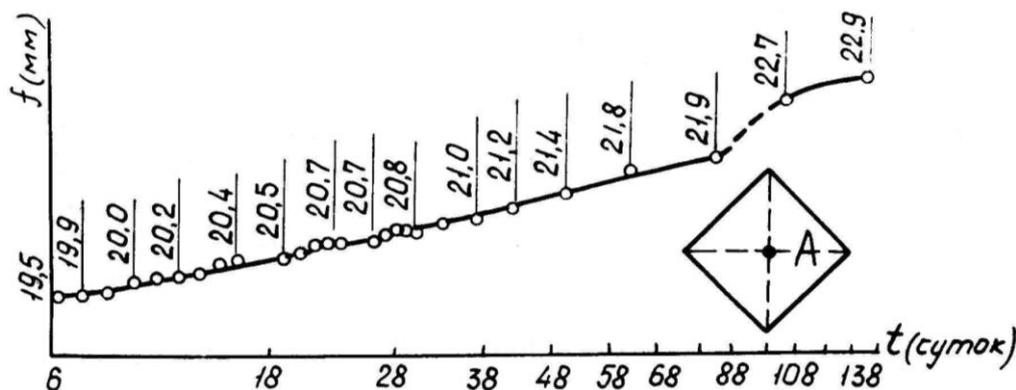


Рисунок 3 – График изменения прогиба торцевой панели при длительном нагружении

Из рисунка 3, на котором представлен график изменения прогиба середины торцевой стенки, видно, что от начала и до 82-х суток выдержки величина прогиба возросла от 19,5 до 21,9 мм, т.е. на 2,4 мм (12%). Приращение прогиба происходило неравномерно. За первые 30 суток прирост составил 1,5 мм, а в последующие 40 суток – 0,9 мм, т.е. прогиб торцевой стенки затухал. В промежутке между 82 и 103 сутками произошел скачок прогиба на величину 0,8 мм. В оставшиеся 30 суток развитие прогиба происходило с такой же скоростью, как и до скачка. По времени события этот скачок прогиба несколько отстает от аналогичного скачка на других графиках. Запаздывание во времени скачка говорит о том, что процесс перераспределения усилий происходит не мгновенно, а в течение определенного времени. Скачкообразное изменение прогиба торцевой стенки свидетельствует о повышении давления сыпучего материала на нее. Следовательно, сыпучее участвует в процессе перераспределения усилий. В целом за весь период выдержки прогиб торцевой стенки увеличился на 3,4 мм (17%). Относительная величина длительного прогиба при пересчете на нормативную нагрузку от зерна составит 1/166 ее пролета. На эту величину следует обратить внимание, т.к. в случае необходимости увеличения емкости бункера может возникнуть необходимость увеличения жесткости стенки.

Выводы

Таким образом, нарастание прогибов элементов в процессе длительной выдержки бункера под нагрузкой практически прекратилось, т.е. конструкция в целом удовлетворяет эксплуатационным требованиям.

В процессе анализа работы конструкции при действии кратковременной и длительной нагрузок наметились некоторые характерные черты перераспределения усилий в элементах бункера и между элементами, вызванного различным уровнем деформаций и напряжений на смежных участках конструкции.

Замечено постепенное выравнивание опорных и пролетных моментов (вычисленных пока без учета снижения модуля упругости в зависимости от уровня относительных деформаций). Здесь в опорном сечении ребра РЗ фибровые относительные деформации от действия нормальной кратковременной нагрузки достигли 175 о.е., а суммарные деформации –

259 о.е., что примерно соответствует пределу вынужденных высокоэластических деформаций 220 о.е.

В сечении по середине пролета эти деформации составили соответственно 147 о.е. и 170 о.е. После выдержки конструкции под максимальной нагрузкой в течение 130 суток эти значения изменились следующим образом. В опорном сечении произошло уменьшение относительных деформаций до 160 о.е., а в пролетном сечении – увеличение деформаций до этой же величины. Этот процесс в основном закончился к 30 суткам.

В других ребрах Р2, Р4, где уровень деформаций был меньше, также наблюдается подобный процесс, но он происходит более медленно и плавно.

В ребре Р1, где деформации от нормальной составляющей нагрузки не превосходили 24,5 о.е., их перераспределения не зафиксировано. Наблюдению за этим процессом во времени препятствовало возникновение продольной трещины в опорном сечении и нарушение показаний приборов.

В целом можно считать силовое сопротивление конструкции в течение длительного срока эксплуатации достаточным. Необходимо отметить высокую живучесть конструкции, которая несмотря на повреждение одного из несущих ребер не только сохранила эксплуатационные качества, но и практически не получила заметного увеличения перемещений.

В заключение заметим, что испытания проводились при нагрузке в 1,5 раза превышающей расчетную, чего практически не может быть при эксплуатации реального сооружения без изменения его назначения.

В дальнейшем результаты исследований были использованы ГИПРОНИСЕЛЬХОЗОМ и ВИМ при проектировании семеновранилища в совхозе «Киселевский» Кировской области, а также при экспериментальном проектировании крытых зернохранилищ с использованием бункеров под единой крышей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Степура, А.П. Испытания модели бункера для зерна [Текст] / А.П. Степура // Исследования и методы расчета строительных конструкций. Сб. научных трудов. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1985. – С. 84-88.

Пятикрестовский К.П.

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, г. Москва

Кандидат технических наук, главный научный сотрудник отдела теории сооружений

Тел.: +7 (4862) 76-03-72

E-mail: oantc@ostu.ru

Степура А.П.

Инженер, аспирант лаборатории деревянных конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.

ТРЕЩЕВ А.А., ЗАБЕЛИН А.Н.

УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИЙ ИЗГИБ ТОНКОЙ ПОЛОГОЙ ОБОЛОЧКИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ ИЗ ДИЛАТИРУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ КОНЕЧНЫХ ПРОГИБАХ

Исследуется напряжено-деформированное состояние тонких пологих оболочек положительной гауссовой кривизны, выполненных из дилатирующих материалов, за пределом упругости. Получены дифференциальные уравнения, определяющие работу оболочки за пределом упругости. Представлены результаты решения дифференциальных уравнений. Приведены результаты развития зон пластичности при разных уровнях нагрузки.

Ключевые слова: пластичность, дилатация, разносопротивляемость, формоизменение, текучесть, деформации, условие пластичности, нелинейность, оболочка.

The is strained-deformed condition of thin flat environments positive Gaussian curvature executed of dilatative materials behind a limit of elasticity is investigated. The differential equations defining work of an environment behind a limit of elasticity are received. Results of the decision of the received differential equations are presented. Results of development of zones of plasticity are resulted at different loadings.

Keywords: plasticity, dilation, different resistibility, form change, fluidity, deformations, a plasticity condition, the nonlinearity, intense-deformed condition of a cover, dilatancy.

В настоящее время среди множества конструкционных материалов выделяется достаточно обширный класс материалов, чьи механические характеристики зависят от вида напряженного состояния [2]. К таким материалам относится большинство композиционных и полимерных материалов.

Первой, по всей видимости, теорией, сформулировавшей условия предельного состояния разносопротивляющихся материалов, была теория Кулона-Мора. Затем, уже в XX веке, были предложены иные критерии предельного состояния, которые по своей сути являются модификациями гипотезы Мизеса-Генки с применением различных форм учета влияния шарового тензора. Условия предельных состояний, построенные на основе ранее указанных теорий, содержат в основном три константы материала, преимущественно определяемые из простейших опытов на растяжение, сжатие и сдвиг. И естественно, что подобный подход не может претендовать на универсальное описание работы широкого класса материалов при широком спектре видов напряженного состояния. Экспериментальные исследования указывают на то, что каждая гипотеза применима лишь для определенного узкого класса материалов при некоторых напряженных состояниях. Гораздо более эффективными оказываются теории, которые предполагают введение в условие прочности материалов функции вида напряженного состояния, определяемой обработкой экспериментальных диаграмм предельных состояний при различных видах напряженного состояния.

Для обобщения подхода к описанию напряженно-деформированного состояния разносопротивляющихся дилатирующих материалов условие пластичности можно сформулировать в достаточно общем виде [5]:

$$F(\sigma_{ij}) = \tau \cdot f(\xi) = k_{\tau}, \quad (1)$$

где $f(\xi)$ – функция вида напряженного состояния; $\xi = \sigma / S_0$ – октаэдрическое нормальное нормированное напряжение; $\sigma = \sigma_i \delta_i / 3$ – среднее напряжение; $S_i = \sigma_i - \delta_i \sigma$ – девиатор напряжений; $\tau = \sqrt{S_i S_i / 3}$ – касательное напряжение на октаэдрической площадке;

$S_0 = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$ – модуль вектора полного напряжения на октаэдрической площадке; δ_{ii} – символ Кронекера; $k_\tau = \sqrt{2/3}\tau_s$, где τ_s – предел текучести при чистом сдвиге.

Выражение для функции, характеризующее вид напряженного состояния $f(\xi)$, входящей в условие (1), определяется индивидуально для каждого материала при обработке экспериментальных диаграмм его предельных состояний при различных видах напряженного состояния. Используя указанный подход, в работе [6] для чугуна МСЧ38-60, полиметилметакрилата, фенопласта АГ-4В, графитов ВПП и МПГ-6 предложены линейная, экспоненциальная, кусочно-линейная и кусочно-экспоненциальная аппроксимации функции $f(\xi)$ соответственно. В частности для графита МПГ-6 эту функцию можно представить следующим математическим выражением:

$$f(\xi) = 1 + (0,9582_1 + 0,0341\text{Sign}\xi)\xi. \quad (2)$$

Величина константы k_τ для графита МПГ-6, входящая в условие (1), равна 21,68 МПа.

Следует заметить, что используемый в выражении (1) качественный параметр ξ изменяется в интервале [-1; 1], что позволяет описать полный спектр напряженных состояний.

Решение задачи изгиба оболочки проводится на основе теории малых упруго пластических деформаций. При решении поставленной задачи принимаются следующие предположения: 1) используются обычные положения технической теории изгиба оболочек – гипотеза плоских нормальных сечений и гипотеза плоского напряженного состояния; 2) диаграмма деформирования материала обладает ярко выраженной площадкой текучести, что позволяет применить модель идеального упругопластического тела; 3) нагружение считается простым.

Задача по исследованию напряженно-деформированного состояния оболочек, в конечном счете, сводится к решению системы трех нелинейных дифференциальных уравнений [4]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial N_{11}}{\partial x_1} + \frac{\partial N_{12}}{\partial x_2} &= 0; \\ \frac{\partial N_{12}}{\partial x_1} + \frac{\partial N_{22}}{\partial x_2} &= 0; \\ \frac{\partial^2 M_{11}}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 M_{22}}{\partial x_2^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{12}}{\partial x_1 \cdot \partial x_2} &= \\ &= N_{11} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + K_1 \right) + N_{22} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2} + K_2 \right) + 2N_{12} \frac{\partial^2 w}{\partial x_1 \partial x_2} + q \end{aligned} \right\}, \quad (3)$$

где q – интенсивность нагрузки; E – модель упругости материала.

Данные уравнения являются уравнениями равновесия элемента пологой оболочки. Первые два уравнения получены при проектировании всех сил на плоскость элемента оболочки при отсутствии внешних тангенциальных поверхностных сил, а третье уравнение получается при проектировании всех усилий на нормаль к поверхности элемента оболочки.

Система трех нелинейных дифференциальных уравнений (3) совместно с граничными условиями определяет три функции перемещений u , v и w , а задача по исследованию напряженно-деформированного состояния оболочек в упругой стадии, в конечном счете, сводится к решению данной системы уравнений, выраженной через усилия.

Введение в условие пластичности функции вида напряженного состояния обуславливает разницу между напряжениями, вызывающими пластичность в растянутой и сжатой зонах сечения (рисунок 1). Здесь A_{ij} – напряжения, вызывающие текучесть в нижней зоне, B_{ij} – напряжения, вызывающие текучесть в верхней зоне. Параметры A_{ij} и B_{ij} определяются через условие пластичности (1). Работу материала за пределом упругости следует разделить на две стадии: состояние односторонней текучести и состояние двусторонней текучести (см. рису-

нок 1). На начальном этапе развития пластических деформаций зоны пластичности появляются на одной поверхности оболочки, а затем, при дальнейшем нагружении, появляется двусторонняя пластичность.

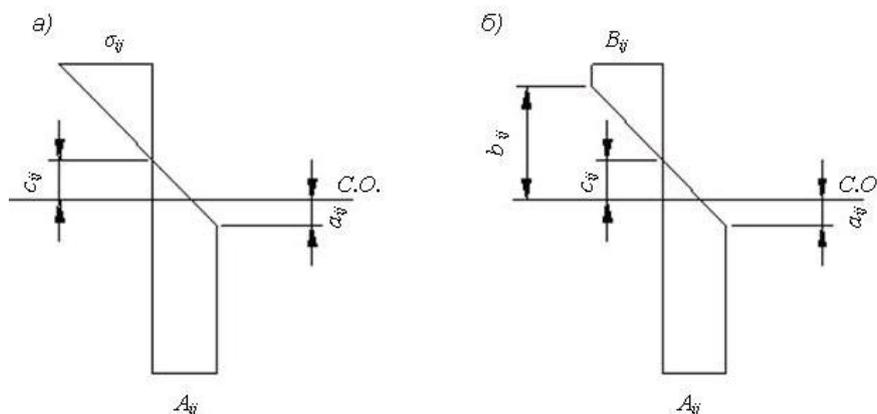


Рисунок 1 – Представление работы материала за пределом упругости
а – односторонняя пластичность; б – двусторонняя пластичность

В срединной плоскости, в отличие от классической схемы работы материала, возникают деформации ε_{ij} , обусловленные не только наличием продольных сил в сечении, но и вызываемые смещением нейтральной поверхности оболочки при изгибе от ее срединной плоскости, вследствие разницы значений напряжений, вызывающих пластичность в верхней и нижней зонах сечения. Поэтому выражение для деформаций произвольной точки сечения, не принадлежащей срединной плоскости, представляется в виде:

$$e_{11} = \varepsilon_{11} - z \frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2}; e_{22} = \varepsilon_{22} - z \frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2}; e_{12} = \varepsilon_{12} - z \frac{\partial^2 w}{\partial x_1 \partial x_2},$$

где w – прогиб срединной плоскости; ε_{ij} – деформации в срединной поверхности.

$$\varepsilon_{11} = \frac{\partial u}{\partial x_1} - k_1 w + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x_1} \right)^2; \varepsilon_{22} = \frac{\partial v}{\partial x_2} - k_2 w + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x_2} \right)^2; \varepsilon_{12} = \frac{\partial v}{\partial x_1} + \frac{\partial u}{\partial x_2} + \frac{\partial w}{\partial x_1} \frac{\partial w}{\partial x_2}.$$

Выражения для напряжений можно записать в следующем виде:

$$\sigma_{ij} = k_{ij} (r_{ij} - z \Delta_{ij}); i, j = 1, 2, \quad (4)$$

где $k_{11} = k_{22} = \frac{E}{1 - \mu^2}$; $k_{12} = \frac{E}{1 + \mu}$; $r_{11} = \varepsilon_{11} + \mu \cdot \varepsilon_{22}$; $r_{22} = \varepsilon_{22} + \mu \cdot \varepsilon_{11}$; $r_{12} = \varepsilon_{12}$; $\Delta_{11} = \frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2}$;

$$\Delta_{22} = \frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2}; \Delta_{12} = \frac{\partial^2 w}{\partial x_1 \partial x_2}; \chi_{11} = \frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2}; \chi_{22} = \frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2}; \chi_{12} = \frac{\partial^2 w}{\partial x_1 \partial x_2}.$$

Положение нейтральной поверхности определяем из условия, что при $z = c_{ij}$ $\sigma_{ij} = 0$.

Отсюда $c_{ij} = \frac{r_{ij}}{\Delta_{ij}}$.

Координату начала зон a_{ij} , b_{ij} , в которых возникают напряжения, вызывающие пластичность, определяют из условий, что при $z = a_{ij}$ $\sigma_{ij} = A_{ij}$, а при $z = b_{ij}$ $\sigma_{ij} = B_{ij}$.

$$\text{Отсюда } \left. \begin{aligned} a_{ij} &= \frac{k_{ij} \cdot r_{ij} - A_{ij}}{k_{ij} \cdot \Delta_{ij}} \\ b_{ij} &= \frac{k_{ij} \cdot r_{ij} - B_{ij}}{k_{ij} \cdot \Delta_{ij}} \end{aligned} \right\}$$

Значения r_{ij} определяем из условия равенства суммарной площади эпюры напряжений в сечении соответствующему значению продольного усилия, действующего в этом же сечении:

- для односторонней пластичности:

$$N_{ij} = \int_{-\frac{h}{2}}^{a_{ij}} \sigma_{ij} dz + \int_{a_{ij}}^{\frac{h}{2}} A_{ij} dz ; \quad (5)$$

- для двусторонней пластичности:

$$N_{ij} = \int_{-\frac{h}{2}}^{b_{ij}} B_{ij} dz + \int_{b_{ij}}^{a_{ij}} \sigma_{ij} dz + \int_{a_{ij}}^{\frac{h}{2}} A_{ij} dz . \quad (6)$$

Значения моментов вычисляются путем интегрирования напряжений по толщине оболочки:

- для односторонней пластичности:

$$M_{ij} = \int_{-\frac{h}{2}}^{a_{ij}} \sigma_{ij} z dz + \int_{a_{ij}}^{\frac{h}{2}} A_{ij} z dz ; \quad (7)$$

- для двусторонней пластичности:

$$M_{ij} = \int_{-\frac{h}{2}}^{b_{ij}} B_{ij} z dz + \int_{b_{ij}}^{a_{ij}} \sigma_{ij} z dz + \int_{a_{ij}}^{\frac{h}{2}} A_{ij} z dz . \quad (8)$$

Рассматривая зависимости (4), (7), (8) совместно и проведя несложные преобразования, получим выражения для моментов в виде:

$$M_{ij} = R_{ij} + S_{ij} \cdot \Delta_{ij} ,$$

$$\text{где } \begin{cases} R_{ij} = \frac{A_{ij}}{2} \cdot \left(\frac{h^2}{4} - a_{ij}^2 \right) + \frac{B_{ij}}{2} \cdot \left(b_{ij}^2 - \frac{h^2}{4} \right) + \frac{F_{ij}}{2} \cdot r_{ij} \cdot (a_{ij}^2 - b_{ij}^2) \\ S_{ij} = -F_{ij} \cdot \left(\frac{a_{ij}^3 - b_{ij}^3}{3} \right) \end{cases} , \quad (9)$$

а из зависимостей (4), (8), (9) после преобразований получим выражения для продольных сил в виде:

$$N_{ij} = T_{ij} + C_{ij} \cdot \Delta_{ij} ,$$

$$\text{где } \begin{cases} T_{ij} = A_{ij} \cdot \left(\frac{h}{2} - a \right) + B_{ij} \cdot \left(b - \frac{h}{2} \right) + F_{ij} \cdot r_{ij} \cdot (a_{ij} - b_{ij}) \\ C_{ij} = -F_{ij} \cdot (a_{ij}^2 - b_{ij}^2) \end{cases} . \quad (10)$$

Для описания напряженно-деформированного состояния оболочки необходимо выражения (9) и (10) подставить во второе уравнение системы (3). Следует отметить, что зоны распространения пластичности по толщине оболочки a_{ij} или b_{ij} одинаковы для каждого определенного сечения, поскольку они формируются комплексным соотношением напряжений σ_{ij} , а не каждым отдельно взятым напряжением. Вследствие этого будет удобно опустить в дальнейших математических выкладках индексы для указанных величин, приняв для них общие обозначения a, b .

Подставляя в уравнения (9) и (10), полученные после интегрирования значения моментов M_{ij} и продольных усилий N_{ij} , получим систему разрешающих уравнений, описывающих работу материала оболочки из дилатирующего материала как в упругой, так и в пластической стадиях.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial(T_{11} + C_{11} \cdot \Delta_{11})}{\partial x_1} + \frac{\partial(T_{12} + C_{12} \cdot \Delta_{12})}{\partial x_2} &= 0 \\ \frac{\partial(T_{12} + C_{12} \cdot \Delta_{12})}{\partial x_1} + \frac{\partial(T_{22} + C_{22} \cdot \Delta_{22})}{\partial x_2} &= 0 \\ \frac{\partial^2(R_{11} + S_{11} \cdot \Delta_{11})}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2(R_{22} + S_{22} \cdot \Delta_{22})}{\partial x_2^2} + \frac{\partial^2(R_{12} + S_{12} \cdot \Delta_{12})}{\partial x_1 \partial x_2} &= \\ = - \left(q + (T_{11} + K_{11} \cdot \Delta_{11}) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + (T_{22} + K_{22} \cdot \Delta_{22}) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2} + \right. \\ \left. 2(T_{12} + K_{12} \cdot \Delta_{12}) + K_1(T_{11} + K_{11} \cdot \Delta_{11}) + K_2(T_{22} + K_{22} \cdot \Delta_{22}) \right) \end{aligned} \right\}. \quad (11)$$

Линеаризация системы трех нелинейных дифференциальных уравнений (11) при решении изгиба оболочек проводилась методом последовательных нагружений, как рекомендовано в работе [6]. Линеаризованная система уравнений (11) будет иметь следующую форму записи:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial(\delta T_{11} + C_{11} \cdot \delta \Delta_{11})}{\partial x_1} + \frac{\partial(\delta T_{12} + C_{12} \cdot \delta \Delta_{12})}{\partial x_2} &= 0 \\ \frac{\partial(\delta T_{12} + C_{12} \cdot \delta \Delta_{12})}{\partial x_1} + \frac{\partial(\delta T_{22} + C_{22} \cdot \delta \Delta_{22})}{\partial x_2} &= 0 \\ \frac{\partial^2(\delta R_{11} + S_{11} \cdot \delta \Delta_{11})}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2(\delta R_{22} + S_{22} \cdot \delta \Delta_{22})}{\partial x_2^2} + \frac{\partial^2(\delta R_{12} + S_{12} \cdot \delta \Delta_{12})}{\partial x_1 \partial x_2} &= \\ = - \left(\delta q + (\delta T_{11} + K_{11} \cdot \delta \Delta_{11}) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + (\delta T_{22} + K_{22} \cdot \delta \Delta_{22}) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2} + \right. \\ \left. 2(\delta T_{12} + K_{12} \cdot \delta \Delta_{12}) + K_1(\delta T_{11} + K_{11} \cdot \delta \Delta_{11}) + \right. \\ \left. + K_2(\delta T_{22} + K_{22} \cdot \delta \Delta_{22}) \right) \end{aligned} \right\}, \quad (12)$$

где δw , δv , δu – приращения функции прогибов и перемещений в срединной поверхности, соответствующих малому увеличению внешней нагрузки δq ;

Функции прогибов и перемещений w , v и u , соответственно, входят в выражения r_{ij} , Δ_{ij} и ε_{ij} , а значит, линеаризации подлежат все выражения, включающие в себя значения r_{ij} , Δ_{ij} и ε .

Решение системы линеаризованных уравнений (12) проводилось численным методом конечных разностей.

Расчет проводился по трем вариантам: в первом варианте в качестве условия предельного состояния использовалось уравнение (1), а аппроксимация функции вида напряженного состояния принималась по выражению (2). Во втором варианте расчета условие текучести принималось как рекомендовано в работах Е.В. Ломакина [3]. В третьем варианте расчета в качестве условия предельного состояния применялась классическое уравнение Мизеса [4], не учитывающее зависимость характеристик пластичности от вида напряженного состояния.

Тип поверхности оболочки соответствовал поверхности переноса в виде эллиптического параболоида. Стрела подъема в центре составляла $f = 10$ см. Значения кривизн опре-

делены для указанного типа поверхности следующим выражением: $K_1 = K_2 = 4f/l^2$, где l – длина стороны оболочки. Ввиду пологости оболочки геометрия ее поверхности отождествлялась с геометрией на плоскости ее проекции.

Во всех случаях расчета толщина оболочек принималась равной 2 см. Геометрические размеры в плане составляли 100×100 см, модуль упругости – 104 МПа, коэффициент поперечной деформации – 0,3. Поверхность оболочки была покрыта сеткой 15×15. В силу симметрии рассчитывалась четвертая часть оболочки. В расчетной схеме было принято шарнирно неподвижное закрепление контура оболочки.

На рисунке 2 представлена полученная картина развития текучести по поверхности оболочки при принятом опирании. На этом рисунке поверхности, вступившие в состояние текучести, заштрихованы. Качественная картина появления пластичности в нижних волокнах во всех трех вариантах расчета совпадает (пластичность впервые появляется в центре оболочки).

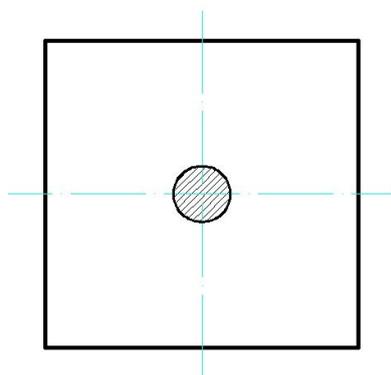


Рисунок 2 – Развитие текучести по нижней поверхности оболочки при упругопластическом изгибе

Нагрузки, соответствующие появлению пластичности, приведены в таблице 1.

Анализ численных результатов, приведенных в таблице, показывает, что нагрузка, соответствующая появлению пластичности в нижних волокнах, полученная в первом варианте расчета, отличается от соответствующей нагрузки, полученной в III варианте расчета, в 2,78 раза. Для второго варианта такое различие составляет 4,08 раза. Между собой значения указанных нагрузок, полученных в первом и втором вариантах, имеют расхождения на 32%.

Таблица 1 – Нагрузки, при которых появляется пластичность

Вариант расчета	Нагрузка при появлении первоначальной текучести, МПа	
	верхней	нижней
I	-	0,036
II	-	0,024
III	-	0,098

Таким образом, завышение предельной нагрузки, которое дает классическое условие пластичности Губера-Мизеса [4] для графита МПГ-6 составляет 163%.

Полученные результаты, очевидно, подтверждают тот факт, что описание пластического изгиба оболочек из дилатирующих разносопротивляющихся материалов не укладывается в рамки классической теории механики оболочек.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Айнбиндер, С.Б. Влияние гидростатического давления на механические свойства полимерных материалов [Текст] / С.Б. Айнбиндер, М.Г. Лака, И.Ю. Майорс // Механика полимеров. – 1965 – №1 – С. 65-75.
2. Березин, А.В. Сопротивление деформированию и разрушению изотропных графитовых материалов в условиях сложного напряженного состояния [Текст] / А.В. Березин и др. // Проблемы прочности. – 1979. – №2. – С. 60-65.
3. Ломакин, Е.В. Зависимость предельного состояния композитных и полимерных материалов от вида напряженного состояния [Текст] / Е.В. Ломакин // Механика композитных материалов. – 1988. – №1. – С. 3-9.
4. Тимошенко, С.П. Пластинки и оболочки [Текст] / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: Физматгиз, 1963. – 647 с.
5. Трещев, А.А. Зависимость предельного состояний конструкционных материалов от вида напряженного состояния / А.А. Трещев // Известия вузов. Серия «Строительство». – 1999. – №10. – С. 13-18.
6. Петров, В.В. Метод последовательных нагружений в нелинейной теории пластин и оболочек [Текст] / В.В. Петров. – Саратов: СГУ, 1975. – 119 с.

Трещев А.А.

Тульский государственный университет, г. Тула

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительство, строительные материалы и конструкции»

Тел.: +7 (4872) 35-54-58

E-mail: taa58@yandex.ru

Забелин А.Н.

Тульский государственный университет, г. Тула

Аспирант кафедры «Строительство, строительные материалы и конструкции»

Тел.: +7 (920) 275 44 63

E-mail: an.zabelin@gmail.com

ТУРКОВ А.В., БАРАЕВА Н.Н.

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ В ДЕРЕВЯННЫХ АРКАХ С УКРУПНИТЕЛЬНЫМИ ПОДАТЛИВЫМИ СТЫКАМИ

Рассматривается характер деформирования и распределения усилий в арках и полуарках с крупнительными стыками, изгибная жесткость которых отличается от изгибной жесткости сечения арок и полуарок. Проведены численные исследования конструкций при действии на них суммарной равномерно распределенной нагрузки и нагрузки, распределенной по закону косинуса. По результатам исследования выявлен характер распределения прогибов и изгибающих моментов в конструкциях.

Ключевые слова: арка, полуарка, изгибная жесткость, крупнительный стык, прогиб, изгибающий момент.

The distortion character and force distribution in arches and semi-arches with joins on sites, which flexural rigidity differs from the flexural rigidity of sections of arches and semi-arches are examined in the article. The calculations of constructions at the moment of impact of total uniform loading and loading distribution according to cosine law are carried out. The nature of deflection distribution and bending moments in constructions is found out by the results of research.

Keywords: arch, semi-arch, flexural rigidity, join on site, deflection, bending moment.

Дерево в качестве строительного материала применяется с древнейших времен. Этому способствовало наличие лесов, легкость обработки и транспортировки деревянных элементов к месту строительства. Кроме того древесина обладает хорошими конструкционными качествами – значительной прочностью и упругостью при сравнительно небольшой массе. На основе клееных деревянных конструкций сооружаются здания с покрытиями как малых, так и больших пролетов.

Деревянные арки являются в настоящее время одними из наиболее распространенных несущих конструкций деревянных покрытий зданий различного назначения. Они применяются в отечественном строительстве в покрытиях производственных, сельскохозяйственных и общественных зданий, имеющих пролеты 12...80 м, а в практике зарубежного строительства пролеты деревянных арок составляют 100 м и более. Конструкции дощатоклееных арок являются простыми, состоят из минимального числа элементов. Существенное значение имеет также архитектурная выразительность деревянных арочных покрытий, по этой причине в последнее время наряду с арками стали использоваться полуарки. К достоинствам деревянных арок из дощатоклееных элементов следует также отнести их повышенный предел огнестойкости и достаточно длительное сопротивление загниванию и разрушению в химически агрессивных средах.

При проектировании деревянных арок и полуарок больших пролетов из условий изготовления и перевозки возникает необходимость создавать конструкции из определенного числа отправочных элементов. Вследствие чего возникает вопрос об устройстве крупнительных стыков, обеспечении их достаточной прочности и жесткости. Как правило, крупнительные стыки деревянных конструкций выполняются на податливых связях, что существенным образом сказывается на деформативности конструкций и распределении усилий в их элементах. Таким образом, целью настоящего исследования является определение изгибающих моментов и прогибов в арках и полуарках в зависимости от жесткости крупнительных стыков.

В качестве расчетных были выбраны следующие конструкции: трехшарнирная арка пролетом 80,6 м, стрелой подъема 10,8 м, сечение арки 200×1200 мм; двухшарнирная полуарка пролетом 40,3 м, стрелой подъема 10,8 м, сечение полуарки 200×600 мм. Расчетные схемы конструкций приведены на рисунке 1.

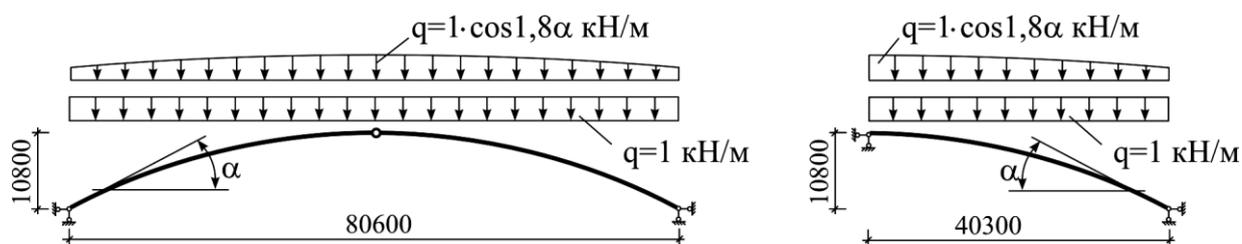


Рисунок 1 – Расчетные схемы арки и полуарки

Нагрузки на арку и полуарку прикладывались по двум вариантам: единичная равномерно распределенная по всей конструкции и единичная, приложенная по закону косинуса, имитирующая снеговую нагрузку в соответствии с [1].

Рассмотрим арки с двумя и четырьмя укрупнительными стыками (рисунок 2, а), расположенными симметрично середины пролета. В полуарке рассматриваются конструкции с одним и двумя укрупнительными стыками, также расположенными симметрично относительно середины пролета (рисунок 2, б).

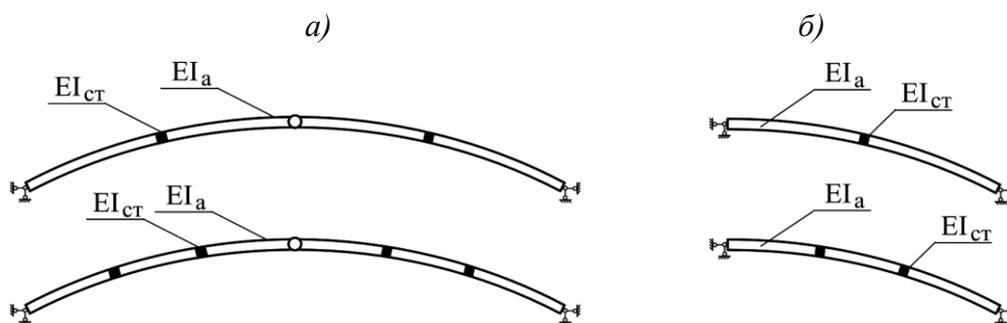


Рисунок 2 – Схемы арки (а) и полуарки (б) с двумя и четырьмя укрупнительными стыками

Исследование деформативности и распределения усилий в элементах арки и полуарки проводилось численными методами с помощью программного комплекса SCAD. Элементы арки моделировались рамными плоскими стержнями постоянной жесткости EI_a и $EI_{ст}$, а укрупнительные стыки смоделированы рамными плоскими стержнями длиной 0,001 м переменной жесткости $EI_{ст}$ и $EI_{ст}$. В процессе исследований изменялась жесткость стыков в пределах $EI_{ст}/EI_a$ от 0,0001 до 1. По результатам численных исследований построены графики изменения максимальных прогибов и изгибающих моментов в арке и полуарке, которые представлены на рисунках 3 и 4.

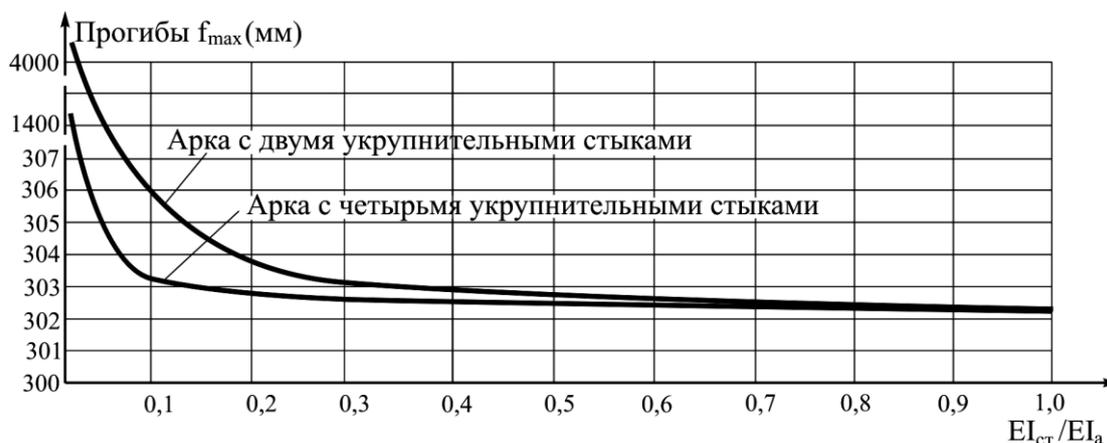


Рисунок 3 – Максимальные прогибы арок с двумя и четырьмя укрупнительными стыками в зависимости от жесткости стыков



Рисунок 4 – Максимальные прогибы полуарок с одним и двумя укрупнительными стыками в зависимости от жесткости стыков

При анализе построенных графиков видно, что характер деформирования арки и полуарки практически идентичен. При бóльшем числе податливых стыков увеличение прогибов происходит менее интенсивно, при этом с уменьшением количества стыков быстрее наступает стабилизация прогибов. Так, в арке с двумя укрупнительными стыками и в полуарке с одним укрупнительным стыком прогиб практически не зависит от жесткости укрупнительных стыков при соотношении $EI_{ст}/EI_a = 0,3$, а в арке с четырьмя и в полуарке с двумя укрупнительными стыками прогиб практически не зависит от жесткости укрупнительных стыков при соотношении $EI_{ст}/EI_a = 0,2$.

Характер изменения изгибающих моментов в арке и полуарке также идентичен и значение изгибающих моментов практически не зависит от жесткости стыков.

Вывод

Анализ результатов исследований показывает, что неучет фактической изгибной жесткости укрупнительных стыков приводит к существенным ошибкам при определении прогибов арок и полуарок, особенно в случаях, когда жесткость стыка значительно меньше жесткости арки. Изгибающие моменты практически не изменяются с изменением изгибной жесткости укрупнительных стыков.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Конструкции из дерева и пластмасс [Текст] / Под ред. Г.Г. Карлсена и Ю.В. Слицкоухова. – М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.
2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия [Текст]. – М.: Минстрой РФ, 2003. – 43 с.

Турков А.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
 Доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные конструкции и материалы»
 Тел.: +7 (4862) 73-43-95
 E-mail: antur@orel.ru

Бараева Н.Н.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
 Инженер
 Тел.: +7-920-811-89-00
 E-mail: natasha4ewer@mail.ru

УТКИН В.С., ЯРЫГИНА О.В.

РАСЧЕТ НАДЕЖНОСТИ ИНДИВИДУАЛЬНЫХ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПРИ ДЕЙСТВИИ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ СИЛЫ И ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ НЕРАВЕНСТВА ЧЕБЫШЕВА

Предложен новый метод расчета надежности индивидуальных бетонных и железобетонных элементов на продавливание при действии сосредоточенных силы и изгибающего момента, в котором для описания нечетких переменных впервые используются функции распределения, полученные на основе неравенства Чебышева. Значение надежности находится в интервальном виде.

Ключевые слова: надежность, прочность, функции распределения, неравенство Чебышева, интервал надежности/

The new method of the individual and concrete structures calculation on the piercing by concentrated force and bending moment is offered, where for the description of the indistinct variables the functions of distribution on the basis of the Chebyshev's inequality are used. Reliability value is in the interval kind.

Keywords: reliability, durability, distribution functions, Chebyshev's inequality, reliability interval.

Нередко на практике возникает ситуация, когда увеличивается нагрузка на несущие элементы, например, при реконструкции зданий и сооружений или в результате «старения» материала. Происходит снижение несущей способности конструкций. Например, в сопряжениях колонн с плитой может произойти частичное или полное продавливание плиты. В результате частичного или полного продавливания нагрузка передается на другие элементы конструкции с возможностью их разрушения, и, как следствие, с последующим лавинообразным разрушением всего здания или сооружения.

Для предупреждения таких событий на стадии эксплуатации необходимо по результатам обследования и испытаний несущих конструкций проводить расчеты на определение вероятности отказа [1] по различным критериям и в частности по критерию продавливания, чему и посвящена данная статья.

В СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» и в статье А. Иванова в журнале «Бетон и железобетон» №2, 2008 г. рассматривается расчет железобетонных плит на продавливание с рядом допущений. При воздействии сосредоточенного момента принимается линейное распределение касательных напряжений по контуру расчетного поперечного сечения в направлении действия момента. При действии сосредоточенной силы касательные усилия, воспринимаемые бетоном и арматурой, принимаются равномерно распределенными по всей площади поперечного сечения, и др.

Нами предлагается в развитие затронутых проблем частная методика расчета надежности индивидуальных бетонных и железобетонных элементов на продавливание.

Существующие методы расчетов надежности железобетонных и бетонных конструкций [2] основываются на вероятностно-статистическом подходе, при наличии полной статистической информации о базовых параметрах математических моделей предельных состояний. Информация о параметрах (случайных величинах) считается полной, если известны функции распределения случайных величин и параметры этих распределений.

На практике применить вероятностно-статистические методы расчета надежности строительных конструкций не всегда возможно из-за отсутствия полной информации о параметрах моделей.

В качестве примера рассмотрим ситуацию, в которой о базовых параметрах в математической модели предельного состояния по продавливанию известными являются только их средние значения и средние квадратические отклонения. Сами функции распределения параметров неизвестны. Такая ситуация нередко встречается как на стадии проектирования так и на стадии эксплуатации. В этом случае для описания случайных величин с неполной информацией нами предлагается использовать функции распределения, построенные на основе неравенства Чебышева [3].

Неравенство Чебышева для неотрицательных функций нечетких переменных [4, 5] (случайных величин по Чебышеву) x и любого числа $k > 0$ имеет вид:

$$P(f(x) \geq k) \leq \frac{M\{f(x)\}}{k}$$

Или в ином виде: $P(|x - m_x| \geq kS_x) \leq 1/k^2$ или $P(|x - \bar{x}| \geq k) \leq \frac{S_x^2}{k^2}$, где $m_x \approx \bar{x}$ – статическое математическое ожидание нечеткой переменной x (в терминах, заимствованных из теории возможностей [6]); S_x – среднее квадратическое отклонение.

Неравенство Чебышева можно прочесть так: какое бы мы не взяли положительное, наперед заданное число « k », вероятность того, что значение x (как случайной величины) отклонится от своего среднего значения $\bar{x} \approx m_x$ больше чем на « k », всегда не больше отношения S^2/k^2 . Например, полагая в неравенстве Чебышева $k = 4S_x$ (часто малое по сравнению с m_x), будем иметь $P(|x - \bar{x}| \geq k) \leq S_x^2/(4S_x)^2 = 1/16$. Из примера видно, что вероятность того, что значение x отклонится от своего среднего значения не более 1/16.

На основании неравенства Чебышева нечеткую переменную X по [6] можно описать функциями верхнего и нижнего распределений, которые имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \overline{F}_X(x) &= \begin{cases} \frac{S^2}{(m_x - x)^2 + S^2}, & \text{если } x < m_x \\ 1, & \text{если } x \geq m_x \end{cases} \\ \underline{F}_X(x) &= \begin{cases} 0, & \text{если } x < m_x \\ 1 - m_x/x, & \text{если } m_x \leq x \leq m_x + S^2/m_x \\ \frac{(m_x - x)^2}{(m_x - x)^2 + S^2}, & \text{если } x > m_x + S^2/m_x \end{cases} \end{aligned} \right\}, \quad (1)$$

где $\overline{F}_X(x)$, $\underline{F}_X(x)$ – границы множества неизвестных функций распределения нечеткой переменной X .

Графики этих функций представлены на рисунке 1. Истинная функция распределения $F(x)$ находится в границах $\underline{F}(x) < F(x) < \overline{F}(x)$.

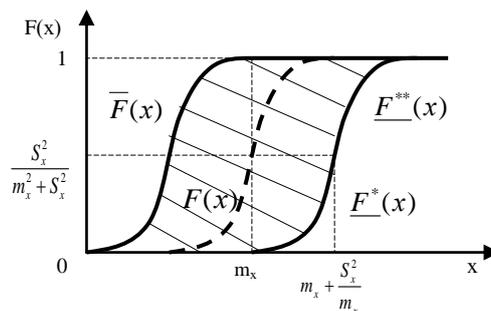


Рисунок 1 – Функции распределения $\underline{F}(x) < F(x) < \overline{F}(x)$

Соответственно по (1) можно найти условные плотности распределения $\underline{\rho}_X(x)$ и $\overline{\rho}_X(x)$ для X , соответствующие нижней и верхней границам функций распределения, как производные от $\underline{F}(x)$ и $\overline{F}(x)$ по x .

$$\left. \begin{aligned} \underline{\rho}_X(x) &= \begin{cases} 0, & \text{если } x < m_X \\ m_X / x^2, & \text{если } m_X < x < (m_X + S^2 / m_X) \\ \frac{-2(m_X - x)[(m_X - x)^2 + S^2] + 2(m_X - x)^3}{[(m_X - x)^2 + S^2]^2}, & \text{если } x > (m_X + S^2 / m_X) \end{cases}, \\ \overline{\rho}_X(x) &= \begin{cases} \frac{2(m_X - x)S^2}{[(m_X - x)^2 + S^2]^2}, & \text{если } x < m_X \\ 0, & \text{если } x \geq m_X. \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

На основе полученных функций, характеризующих нечеткую переменную, предлагается новый подход к теории расчета надежности по критерию продавливания, который рассмотрен на примере плиты при действии в сопряжении ее с колонной сосредоточенной силы и изгибающего момента.

Математическая модель предельного состояния по критерию прочности по СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» с учетом изменчивости \tilde{F} и \tilde{M} примет вид:

$$\frac{\tilde{F}}{F_{b,ult}} + \frac{\tilde{M}}{M_{b,ult}} \leq 1, \quad (3)$$

где \tilde{F} – сосредоточенная сила от внешней нагрузки; \tilde{M} – сосредоточенный изгибающий момент от внешней нагрузки; $F_{b,ult}$, $M_{b,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающий момент, которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии, которые определяются теоретическим расчетом в соответствии с СП 52-101-2003, принимаются детерминированными величинами и соответственно равны:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b; \quad M_{b,ult} = R_{bt} \cdot W_b \cdot h_0,$$

где $A_b = u \times h_0$, – условная площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $0,5h_0$ от границы площади приложения сосредоточенной силы F с рабочей высотой сечения h_0 , как показано на рисунке 2; u – периметр контура расчетного поперечного сечения; h_0 – приведенная рабочая высота сечения $h_0 = 0.5(h_{0x} + h_{0y})$; h_{0x} , h_{0y} – рабочие высоты для продольной арматуры, расположенной в направлении осей X и Y ; W_b – момент сопротивления расчетного контура поперечного сечения элемента согласно рисунку 2; R_{bt} – расчетное значение сопротивления бетона по прочности на осевое сжатие.

Из классической теории надежности [4] известно, что вероятность отказа при независимых случайных величинах X_1, X_2, \dots, X_n в модели с известными функциями плотностей распределения $\rho_{X_i}(x_i)$ определяется по формуле:

$$Q = \int_V \dots \int_{i=1}^n \rho_{X_i} dx_i, \quad (4)$$

где V – область отказа.

Для краткости и общности расчета в дальнейших записях введем обозначения:

$$\frac{\tilde{F}}{F_{b,ult}} = X; \quad \frac{\tilde{M}}{M_{b,ult}} = Y.$$

Из выражения (3) имеем:

$$X+Y \leq I - \text{условие безотказной работы}; \quad (5)$$

$$X+Y > I - \text{условие отказа}. \quad (6)$$

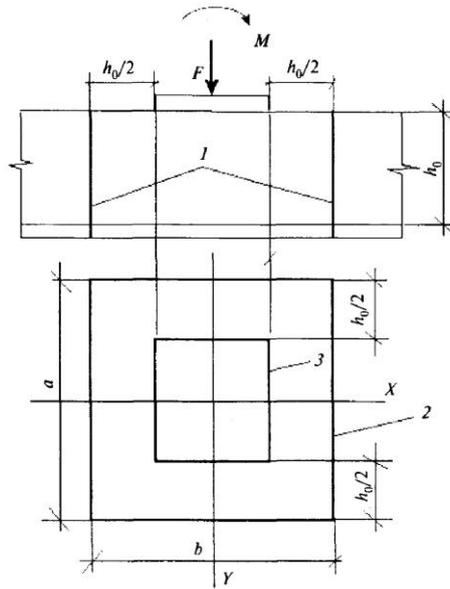


Рисунок 2 – Схема для расчета железобетонных элементов без поперечной арматуры на продавливание по СП 52-101-2003: 1 – расчетное поперечное сечение; 2 – контур расчетного поперечного сечения; 3 – контур площадки приложения нагрузки

Из результатов наших расчетов надежности по приведенным выше формулам (1) и (2) было установлено, что при отличии на полтора, два порядка среднего квадратического отклонения от среднего значения решение задач можно упростить, пренебрегая влиянием участка функции $\underline{F}_X^*(x)$ как для X (см. рисунок 1), так и для Y в запас расчетной надежности, что и будет сделано ниже для сокращения и упрощения расчетных формул и в решениях примеров.

Из (6) видно, что для состояния отказа имеем $y > 1-x$.

Обозначим $(1-x)=t$. Тогда имеем $m_t=1-m_x$ и формулы (1) и (2) для t примут следующий вид:

$$\underline{F}_T(t) = \begin{cases} 0, & t < m_t \\ \frac{2S_t^2(t-m_t)^2}{(m_t-t)^2 + S_t^2}, & t > m_t \end{cases} \quad \underline{\rho}_T(t) = \begin{cases} 0, & t < m_t \\ \frac{2S_t^2(t-m_t)^2}{((m_t-t)^2 + S_t^2)^2}, & t > m_t \end{cases} \quad (7)$$

$$\overline{F}_T(t) = \begin{cases} \frac{S_t^2}{(m_t-t)^2 + S_t^2}, & t < m_t \\ 1, & t > m_t \end{cases} \quad \overline{\rho}_T(t) = \begin{cases} \frac{2S_t^2(t-m_t)}{(S_t^2 + (t-m_t)^2)^2}, & t < m_t \\ 0, & t > m_t \end{cases}$$

Для рассматриваемого примера расчета надежности плиты по критерию продавливания выражение (4) для значений нижней и верхней вероятностей отказа по принятому критерию с учетом формулы (6) можно представить в виде:

$$\underline{Q} = \iint_{X+Y>1} \underline{\rho}_X(x) \underline{\rho}_Y(y) dy dx, \quad (8)$$

$$\overline{Q} = \iint_{X+Y>1} \overline{\rho}_X(x) \overline{\rho}_Y(y) dy dx,$$

где $X+Y>1$ – область отказа.

Для \underline{Q} принимаются верхние функции плотностей распределения $\bar{\rho}_X(x)$ и $\bar{\rho}_Y(y)$, т.к. с ростом X и Y , как видно из условия отказа (6), область отказа возрастает. Для значения \bar{Q} правило подстановки функций плотностей распределения показано в (8).

Пределы интегрирования для первого интеграла устанавливаются исходя из графика функций распределения (см. рисунок 1). Так для $\bar{\rho}_X(x)$ нижний предел равен нулю, а верхний m_X . Для второго интеграла пределы принимаем из условия отказа (6), т.е. нижний предел интеграла равен $1-x$, а верхний 1. Y не может быть больше 1, иначе X будет отрицательным, чего не может быть по физическому смыслу.

Расчетные формулы значений вероятностей отказа примут вид:

$$\underline{Q} = \int_0^{m_X} \int_{1-x}^1 \frac{2S_X^2(m_X - x)}{[(x - m_X)^2 + S_X^2]^2} \cdot \frac{2S_Y^2(m_Y - t)}{[(t - m_Y)^2 + S_Y^2]^2} dt dx; \quad (9)$$

$$\bar{Q} = \int_{m_X}^1 \int_{1-x}^1 \frac{2S_X^2(m_X - x)}{[(x - m_X)^2 + S_X^2]^2} \cdot \frac{2S_Y^2(m_Y - t)}{[(m_Y - t)^2 + S_Y^2]^2} dt dx,$$

где введены обозначения $m_Y = 1 - m_X = m_T$; $S_Y = S_T = S_X$; а $t = 1 - x$.

Соответственно значения нижней и верхней вероятностей безотказной работы определяются по формулам:

$$\underline{P} = 1 - \bar{Q}; \quad \bar{P} = 1 - \underline{Q}.$$

Надежность или вероятность события (5) будет характеризоваться интервалом $[\underline{P}, \bar{P}]$.

Пример

Пусть для железобетонной плиты известны $m_X = 0,5$, $S_X = 0,0275$; $m_Y = 0,4$, $S_Y = 0,022$. Найдем надежность балки по критерию прочности на продавливание. Предварительно найдем значения вероятностей отказа \underline{Q} и \bar{Q} по (9).

$$\underline{Q} = \int_0^{0,5} \int_{1-x}^1 \frac{2 \cdot 0,0275^2 (0,5 - x)}{[(x - 0,5)^2 + 0,0275^2]^2} \cdot \frac{2 \cdot 0,022^2 (0,4 - t)}{[(t - 0,4)^2 + 0,022^2]^2} dt dx = 0,026;$$

$$\bar{Q} = \int_{0,51-x}^1 \int_{1-x}^1 \frac{2 \cdot 0,0275^2 (0,5 - x)}{[(x - 0,5)^2 + 0,0275^2]^2} \cdot \frac{2 \cdot 0,022^2 (0,4 - t)}{[(0,4 - t)^2 + 0,022^2]^2} dt dx = 0,148.$$

Вероятности безотказной работы плиты будут:

$$\bar{P} = 1 - \underline{Q} = 1 - 0,026 = 0,974; \quad \underline{P} = 1 - \bar{Q} = 1 - 0,148 = 0,852.$$

Надежность плиты будет характеризоваться интервалом $[0,852; 0,974]$.

Из результатов расчета надежности плиты по данным примера видно, что надежность по критерию продавливания плиты высокая (интервал надежности узкий). Эксплуатировать узел сопряжения безопасно.

Выводы

1. Предложена новая методика расчета надежности железобетонных несущих элементов по критерию прочности на продавливание при ограниченной статистической информации о параметрах математической модели предельного состояния с использованием описания параметров функциями распределения, полученных на основе неравенства Чебышева.

2. Предложенная методика расчета надежности может быть использована для расчета надежности других несущих элементов в составе конструкций и для других предельных со-

стояний при наличии о них информации в виде статистического математического ожидания и среднего квадратического отклонения.

СПИСК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Стандарт организации: СТО36554501-014-2008. Надежность строительных конструкций и оснований [Текст]. – Введ. 23.09.2008 М.: ФГУП «НИЦ Строительство», 2008. – 11 с.
2. Райзер, В.Д. Теория надежности в строительном проектировании [Текст] / В.Д. Райзер. – М.: АСВ, 1998. – 352 с.
3. Беляев, Ю.К. Надежность технических систем [Текст] / Ю.К. Беляев, В.А. Богатырев, В.В. Болотин и др.; Под ред. проф. И.А. Ушакова. – М.: Радио и связь, 1985. – 608 с.
4. Шпете, Г. Надежность несущих строительных конструкций [Текст] / Г. Шпете. – М.: Стройиздат, 1994. – 288 с.
6. Дюбуа, Д. Теория возможностей. Приложения к представлению знаний в информатике [Текст]: Пер. с фр. / Д. Дюбуа, А. Прад. – М.: Радио и связь, 1990. – 288 с.
7. Ржаницын, А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность [Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.
8. Уткин, В.С. Расчет надежности механических систем при ограниченной статистической информации [Текст] / В.С. Уткин, Л.В. Уткин. – Вологда: ВоГТУ, 2008. – 188 с.
9. Уткин, Л.В. Анализ риска и принятие решений при неполной информации [Текст] / Л.В. Уткин. – СПб.: Наука, 2007. – 404 с.

Уткин В.С.

Вологодский государственный технический университет, г. Вологда
Доктор технических наук, профессор кафедры «Промышленное и гражданское строительство»
Тел.: +7 (8172) 51-83-96
E-mail: pgs@vstu.edu.ru

Ярыгина О.В.

Вологодский государственный технический университет, г. Вологда
Аспирант кафедры «Промышленное и гражданское строительство»
Тел.: +7-921-822-12-65; +7 (8172) 51-83-96.
E-mail: Ola_yarigina@mail.ru

ЧУПИЧЕВ О.Б

ВЛИЯНИЕ ПОВРЕЖДЕННЫХ КОРРОЗИЕЙ УЗЛОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА РАБОТУ КОНСТРУКЦИИ

В статье проведен анализ влияния коррозионного повреждения узлов железобетонного изгибаемого элемента на его конструктивную безопасность. Приведено численное решение поставленной задачи.

Ключевые слова: железобетон, коррозионное повреждение, опорный узел, граничные условия.

In given article the analysis of influence of corrosion damage of knots iron-concrete of a bent element on its constructive safety is carried out. The numerical decision of a task in view is resulted.

Keywords: ferro-concrete, corrosion damage, basic knot, boundary conditions.

При расчете эксплуатирувавшихся в течение длительного срока конструктивных систем в большинстве случаев следует обращать внимание на накопленные за это время повреждения, большинство из которых вызвано коррозионными явлениями. Значительное влияние на работу конструкции в целом оказывают не только элементы системы, но и поврежденные коррозией узлы. Опасность накопления повреждений в узлах системы заключается в первую очередь в том, что при выходе их из работы меняется расчетная схема конструкции. Таким образом, представляется актуальным совершенствование методик расчета эксплуатирувавшихся конструкций в направлении учета в них возможности повреждения коррозией узлов.

Для анализа влияния изменения граничных условий на конструктивную безопасность изгибаемого элемента рассмотрим изменение изгибающих моментов $M_{изг}$, жесткостей D и углов поворота φ при повреждении опорных узлов (рисунок 1) для двух однопролетных балок, одна из которых защемлена на опорах, другая свободно опертая, обе нагружены одинаково равномерно распределенной нагрузкой $q=const$.

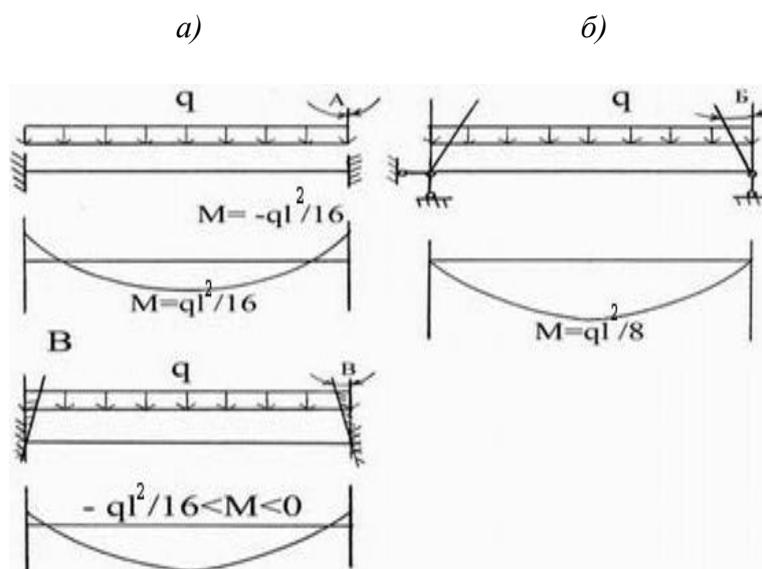


Рисунок 1 – К сравнению эпюр моментов для защемленной на опорах балки (а); шарнирно опертой балки (б) и для балки с частично поврежденными узлами (в)

У защемленной на опорах балки (см. рисунок 1, а) минимальные изгибающие моменты в заделках равны $M_{\min} = -\frac{ql^2}{16}$, в середине пролета максимальный изгибающий момент равен $M_{\max} = \frac{gl^2}{16}$ при угле поворота $\varphi_{сеч} = 0$. У свободно опертой балки (рисунок 1, б) изгибающие моменты в шарнирах $M_{шар} = 0$, в середине пролета $M_{\max} = \frac{gl^2}{8}$.

Инженерная строгость допускает применение записи нелинейной связи между уравнением изгибающих моментов и жесткостями в виде:

$$\frac{1}{D^*} = \frac{1}{D_0^*} + \left(\frac{1}{D_{np}^*} - \frac{1}{D_0^*} \right) \frac{M}{M_{np}^*}, \quad (1)$$

где D^* – расчетная жесткость сечения, нагруженного силовыми факторами и имеющего повреждение; D_{\max}^* – то же при нулевом нагруженном состоянии (в линейной постановке); D_{\min}^* – то же в предельном состоянии и нелинейной постановке; M_{np} – предельный изгибающий момент для сечения балки в нелинейной постановке.

Угол поворота зависит от предельных жесткостей и предельных моментов балок, т.е. от уровня нелинейности силового сопротивления. Таким образом,

$$\varphi = \frac{gl^3}{2^3 \cdot 3 \cdot D_0^*} + \frac{g^2 l^5}{2^4 \cdot 3 \cdot 5 \cdot M_{np}^*} \left(\frac{1}{D_{np}^*} - \frac{1}{D_0^*} \right). \quad (2)$$

В частном случае в линейной постановке:

$$D_{np}^* = D_0^*; \quad (3)$$

$$\varphi = \frac{gl^3}{2^3 \cdot 3 D_0^*}. \quad (4)$$

Из формул видно, что при одинаковом разрушающем моменте $M_{раз}^*$ защемленная на опорах балка (см. рисунок 1, а) может без разрушения воспринимать следующую нагрузку:

$$q_1 = \frac{16 \cdot M_{np}^*}{l^2}, \quad (5)$$

а шарнирно опертая балка (см. рисунок 1, б):

$$q_2 = \frac{8 \cdot M_{np}^*}{l^2}. \quad (6)$$

Другими словами, в случае повреждения опорных сечений жестко защемленной балки при обращении ее в шарнирно опертую балку, характеристика конструктивной безопасности уменьшается вдвое:

$$K_B = \frac{q_{\max B}}{q_{\min A}} = \frac{1}{2}. \quad (7)$$

В случае повреждения опорных сечений балки, когда защемление опор не исчезло, а в силу несовершенств силового сопротивления и накопления повреждений только произошел их поворот на угол φ_B , причем, $(\varphi_A < \varphi_B < \varphi_B)$, величину максимальных нагрузок можно оценить следующим образом:

$$q_{\max B} = q_{\max A} - \left(q_{\max A} - q_{\max B} \right) \frac{\varphi_B}{\varphi_A}, \quad (8)$$

и, следовательно, характеристика конструктивной безопасности уменьшается меньше чем наполовину, что может быть рассчитано по формуле:

$$K_B = \frac{q_{\max B}}{q_{\max A}} = 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\varphi_B}{\varphi_B} \quad (9)$$

В качестве примера рассмотрим две балки, аналогичные балкам, приведенным на ри-

$$M_{np} = 16,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

сунке 1. Для них примем: $l = 3 \text{ м}$

$$D_{np} = 9 \text{ МН} \cdot \text{м}^2$$

Угол поворота составит:

$$\varphi = \frac{ql^3}{2^3 \cdot 3 \cdot D_0^*} = \frac{14,8 \cdot 3^3}{8 \cdot 3 \cdot 9} = 1,85.$$

Для шарнирно опертой балки:

$$M_{\min} = 0;$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{14,8 \cdot 3^2}{8} = 16,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для балки с заделками на опорах:

$$M_{\min} = -\frac{ql^2}{16} = -\frac{14,8 \cdot 3^2}{16} = -8,325 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{16} = \frac{14,8 \cdot 3^2}{16} = 8,325 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

откуда для шарнирно опертой балки:

$$q_1 = \frac{8M_{np}}{l^2} = \frac{8 \cdot 16,7}{9} = 14,8 \text{ кН/м};$$

для балки с заделками на опоре.

$$q_2 = \frac{16M_{np}}{l^2} = \frac{16 \cdot 16,7}{9} = 29,6 \text{ кН/м}.$$

Таким образом, коэффициент конструктивной безопасности:

$$K = \frac{14,8}{29,6} = 0,5.$$

На промежуточных этапах, когда опорные сечения балки (см. рисунок 1, в) повреждены частично с сохранением некоторой возможности воспринимать опорные моменты, а сами сечения испытали некоторый поворот $\varphi > 0$, наибольшая воспринимаемая нагрузка может подсчитываться по формуле:

$$q = q_2 + \frac{(\varphi_{\max} - \varphi_1)}{\varphi_{\max}} (q_1 - q_2) \quad (10)$$

$$\text{и } \frac{q}{q_1} = \frac{\varphi_{\max} - \varphi_1}{\varphi_{\max}} + \left(1 - \frac{\varphi_{\max} - \varphi_1}{\varphi_{\max}}\right) \frac{q_1}{q_2}. \quad (11)$$

На примере видно, что в случае повреждения опорного сечения балки (см. рисунок 1, а) она потеряет возможность воспринимать опорные моменты и получит расчетную схему шарнирно опертой, при этом ресурс ее силового сопротивления уменьшится вдвое.

Представленный анализ влияния повреждения узлов на несущую способность конструкции подтверждает актуальность данного направления исследования. Для оценки величины воздействия коррозионного повреждения узлов необходимо обозначить степень их повреждения и вычислить дополнительный поворот опорных сечений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко, В.М. Развитие инженерных методов расчета силового сопротивления железобетонных конструкций, ослабленных коррозионными повреждениями [Текст] / В.М. Бондаренко, О.Б. Чупичев // Вестник РААСН. Строительные науки. – М.: РААСН, 1998.
2. Чупичев, О.Б. Влияние коррозионных повреждений на силовое сопротивление железобетонных балок [Текст] / О.Б. Чупичев. – 2000. – №1.
3. Бондаренко, В.М. Износ, повреждения и безопасность железобетонных конструкций [Текст] / В.М. Бондаренко, А.В. Боровских. – М., 2000.
4. Чупичев, О.Б. Работа железобетонных конструкций с учетом предыстории эксплуатации и накопления повреждений [Текст] / О.Б. Чупичев. – дис. на соиск. ... канд. техн. наук, М.: МИКХиС, 2005.

Чупичев О.Б.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва

Кандидат технических наук, доцент

Тел.: +7 (495) 678-32-05

УДК 504.056:62/69; 502.58; 614.8

БАКАЕВА Н.В., ДАНИЛЕВИЧ Д.В., ПОЗДНЯКОВ А.Л.

**НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ БИОСФЕРОСОВМЕСТИМЫХ
ТЕХНОЛОГИЙ В ФОРМИРОВАНИИ СРЕДЫ
ВУЗОВСКИХ КОМПЛЕКСОВ**

Предлагается комплекс мероприятий, способствующих формированию комфортной, развивающей и безопасной образовательной среды. Приводятся результаты расчета показателя уровня реализации функций биосферосовместимых территорий на примере Архитектурно-строительного института ОрелГТУ.

Ключевые слова: образовательная среда, биосферная совместимость, комфортность, безопасность, образовательный процесс, творчество.

The offer on offered complex action, promoting shaping comforting, developing and safe educational ambience. Happen to the results of the calculation of the factor level to realization function biospheric compatibility territory on example Architectural-building institute Orel State Technical University.

Keywords: Educational ambience, biospheric compatibility, comfort, safety, educational process, creativity.

Планомерный переход к устойчивому развитию образовательной среды, обеспечение ее безопасности и комфортности необходимо осуществлять путем формирования новых принципов реализации образовательной деятельности, основой которых могут стать предложенные Российской академией архитектуры и строительных наук (РААСН) концепция биосферной совместимости городов и поселений [1, 2], парадигма развития города на основе идеи его единства с окружающей природой [1, 2, 3].

Концепция биосферной совместимости городов и поселений, новая парадигма развития города предусматривают необходимость установления баланса между элементами техносферы и потенциалом биосферы [1]. Результатом установления такого баланса для некоторой территории будет развитие (сохранение, восстановление) биосферы, а вместе с ней и развитие человека, как составной ее части.

В настоящее время в рамках предложенного РААСН научного направления проведен ряд исследований воздействия человека и его хозяйственной деятельности на составляющую биосферной совместимости через функции города [2, 3], по результатам которых дана количественная оценка баланса биосферы и техносферы в границах определенной территории путем анализа схем градостроительного зонирования. Эта оценка выполнялась с использованием некоторого показателя уровня реализации функций биосферосовместимого поселения

(функций города) – ξ . Его значение, следуя [3], определяется по формуле:

$$\xi = 1 - \left\{ \left(\sum^n \sum^i a_{in}^* \overline{\alpha_{in}} \beta_{in}^* - \sum^n \sum^i a_{in} \alpha_{in} \beta_{in} \right) / \left(\sum^n \sum^i a_{in}^* \overline{\alpha_{in}} \beta_{in}^* \right) \right\}, \quad (1)$$

где a_{in} – относительное значение i -ой составляющей в n -ой функции города из расчета на одного жителя; α_{in} – коэффициент доступности i -ой составляющей в n -ой функции города из расчета на одного жителя; β_{in} – параметр реализуемости i -ой составляющей в n -ой функции

города в данный период времени (по возрастным группам, социальным и другим особенностям «человеческого потенциала» данного микрорайона (района, города)); a_{in}^* – минимально необходимое относительное значение параметра a_{in} , законодательно гарантируемого федеральной, региональной или муниципальной властью на расчетный период времени допускающее развитие «человеческого потенциала»; α_{in} – нормируемое значение коэффициента доступности; β_{in}^* – расчетное значение параметра реализуемости β_{in} в расчетный период времени.

Рассмотрим возможность реализации функций биосферной совместимости в вузах и дадим оценку состояния образовательной среды на примере Архитектурно-строительного института ОрелГТУ (АСИ ОрелГТУ).

Среди равнозначных функций города: жизнеобеспечения, милосердия, творчества, обеспечения досуга, связи с природой функция образования подразумевает установление причинно-следственных связей типа «человек разумный – окружающая среда», «учащиеся – образовательная среда». Процесс образования способствует пониманию происходящего как вокруг человека, так и внутри него, а также установлению основных закономерностей как в каждом направлении его деятельности, так и между ними. Наиболее характерно эта функция выражена словами одного из основоположников инженерного образования в Европе В. Гумбольдта: «Обучаясь, исследуй, исследуя, обучай». Другие же функции лишь опосредованно обеспечивают качественные параметры комфортности и безопасности среды обитания, в т.ч. и образовательной среды.

Образовательные учреждения в силу высокой научной и культурной значимости являются начальным звеном в реализации концепции биосферной совместимости городов и поселений. Знания делают человека культурным и образованным в отдельности, а система образования и ее кадры – интеллектуально независимой страну в целом. Поэтому, университеты, вузы, школы всегда были общественно значимыми объектами в городе и их значимость нельзя пренебрегать. Объекты образования могут участвовать и в воспроизводстве главной производительной силы – чистой (лишенной загрязнений) части биосферы, а также реализации через свою инфраструктуру части функции города, обеспечивающих удовлетворение потребностей студентов и профессорско-преподавательского состава в комфортной и безопасной образовательной среде.

Критерием оценки состояния образовательной среды на основе концепции биосферной совместимости будем считать обобщенный социальный показатель, включающий в себя, в первую очередь, духовную составляющую, т.е. состояние внутреннего спокойствия, отсутствие разлада с собой и окружающим миром, обеспечение психической и эмоциональной устойчивости молодых людей, их нравственной и интеллектуальной защищенности, а также физическую составляющую, т.е. сохранность жизни и защиту здоровья студентов. Такое состояние образовательной среды можно рассматривать как целевое.

В рамках аналитической ведомственной целевой программы «Развитие научного потенциала высшей школы (2009-2010 годы) при выполнении проекта «Разработка концепции устойчивого биосферосовместимого функционирования объектов системы высшего профессионального образования и целевой программы предупреждений и защиты от чрезвычайных и кризисных ситуаций» [4] нами был выполнен анализ функционального зонирования территории АСИ ОрелГТУ и рассчитан показатель уровня реализации функций биосферной совместимости.

Проведенный анализ показал, что на сегодняшний день схема функционального зонирования территории АСИ ОрелГТУ включает в себя элементы, способствующие реализации лишь части функций биосферной совместимости (рисунок 1).

Согласно приведенной схеме зонирования, в инфраструктуре АСИ ОрелГТУ в качестве функциональных элементов присутствуют и реализуются всего три функции: жизнеобеспечение, знания, власть. В соответствии с принятой концепцией присутствие только названных функциональных элементов не обеспечивает развитие молодых людей, поскольку

отсутствует большая часть других: милосердие, развлечение и эмоции, познание мира, творчество, связь с природой. Это обстоятельство не только не позволяет реализовать их полный набор, но и не обеспечивает минимальную безопасность и комфортность образовательной среды, гарантированную государством в соответствии с действующей нормативно-правовой базой. В соответствии с выполненным для данной схемы расчетом с использованием (1), значение показателя уровня реализации функций биосферной совместимости составляет всего лишь 0,262.

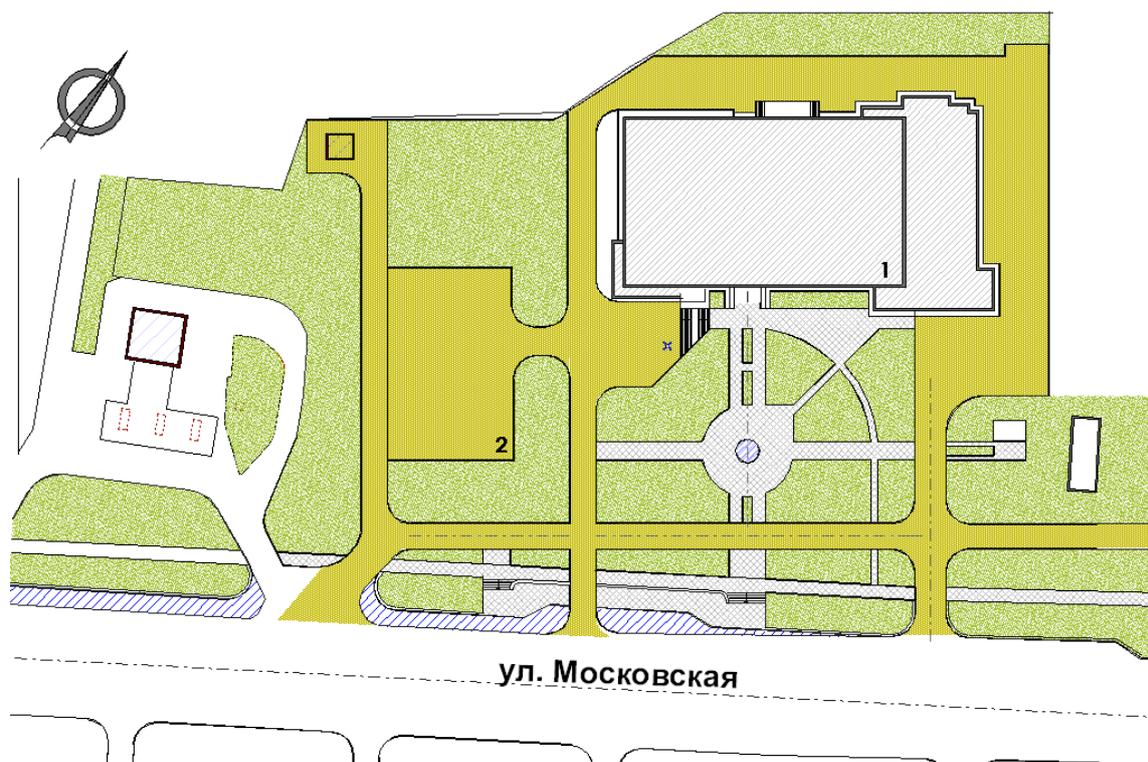


Рисунок 1 – Существующая схема функционального зонирования учебного корпуса АСИ ОрелГТУ:
1 – здание учебного корпуса; 2 – стоянка на 60 автомобиле-мест

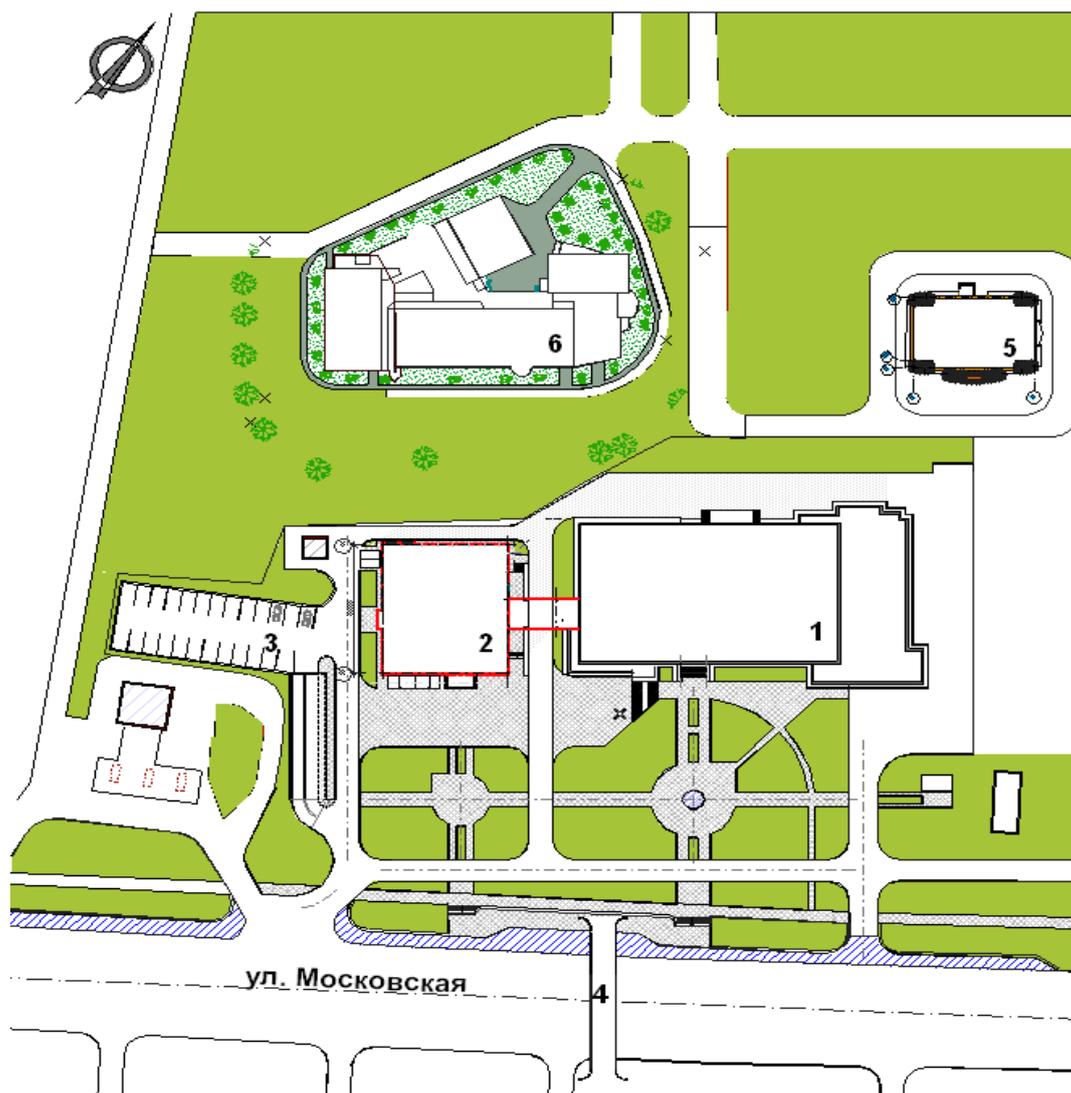
В качестве предложений для формирования безопасной и комфортной образовательной среды рассматривается двухэтапный с позиции инвестиционной составляющей проект реконструкции существующей инфраструктуры АСИ ОрелГТУ на основе биосферосовместимых технологий.

В данном случае термин – «биосферосовместимые технологии» используется в широком смысле, включая и новые технологии общения, воспитания, обучения подрастающего поколения, направленные на сохранение и увеличение жизненного потенциала Земли.

На первом этапе (рисунок 2) предлагается:

- расширить рекреационную зону с соответствующим ее обустройством;
- запроектировать надземный пешеходный переход через улицу Московская в непосредственной близости от корпуса института;
- реализовать вторую очередь строительства института;
- запроектировать вблизи от учебного корпуса АСИ стадион и общежитие;
- ходатайствовать перед администрацией города о передаче пустующей территории на правом берегу реки Оки в распоряжение ОрелГТУ.

В соответствии с принятой концепцией реализация уже на первом этапе в качестве элементов биосферосовместимых технологий проектов: общежития, спортивного комплекса, надземного перехода через оживленную транспортную магистраль будет способствовать повышению уровня удовлетворения потребностей студентов и преподавателей в комфортной и безопасной образовательной среде.



*Рисунок 2 – Схема перспективного развития территории АСИ ОрелГТУ (реализация 1 этапа):
1 – здание учебного корпуса; 2 – лабораторный корпус надземный; 3 – стоянка на 60 автомобиле-мест;
4 – пешеходный переход; 5 – общежитие; 6 – спортивный комплекс*

Второй этап реализации проекта комфортной и безопасной образовательной среды на основе биосферосовместимых технологий предусматривает создание спортивно-оздоровительного и учебно-научно-творческого блоков Архитектурно-строительного института (рисунок 3).

Несколько гектаров пустующей земли с разнообразным рельефом, включающим в себя элементы равнинной и горной местности, непосредственное соседство полноводной в этом месте реки и живописность, много лет не затрагиваемого человеческим вмешательством уединенного места, а также близость к учебному корпусу института (в пределах сотни метров) – все это создает уникальную возможность интересных, гарантированно успешных практических шагов по решению обозначенной задачи.

В частности, спортивно-оздоровительный блок предлагается для развития спортивной и культурной жизни университета, что в соответствии с принятой концепцией обеспечит связь с природой, физическое и духовное развитие человека. Здесь возможна организация занятий как зимними видами спорта: горные лыжи, сноуборд, прыжки с трамплина и др. (перепад высот рельефа местности более 30 метров), фристайл на склонах оврага, конькобежный спорт на реке, хоккей с шайбой и мячом, так и летними: легкая атлетика, парусный спорт, гребля.

Во втором блоке (учебно-научно-творческом) появляется перспектива участия студентов всех специальностей института в учебной и научно-исследовательской деятельности, а именно:

- проведении полноценных изыскательских и геодезических практик;
- возведении и испытаниях искусственных сооружений – элементов водопропускных труб и мостов, сложных специальных сооружений (водоотводных перепадов и быстротоков, подпорных стенок, полумостов, балконов);
- испытании различных строительных материалов;
- участии в намеченном Управлением архитектуры и градостроительства г. Орла совершенствовании и развитии городской планировочной инфраструктуры, в частности, благоустройстве прибрежной территории реки Оки [5];
- освоении в реальных условиях техники безопасности в строительстве, буквально выполняя все требования норм, таким образом, закрепляя у студентов полученные знания.



Рисунок 3 – Схема спортивно-оздоровительного и учебно-научно-творческого блоков АСИ ОрелГТУ на правом берегу р. Оки (реализация 2 этапа): 1 – здание учебного корпуса; 2 – спортивная зона; 3 – пирс, зона водных видов спорта; 4 – зона отдыха и развлечений; 5 – зона горнолыжного спуска; 6 – прогулочная зона

Не менее значительным представляется и открывающийся простор для творчества студентов специальностей «Архитектура» и «Дизайн». Живописность места, особенный рельеф и выгодное положение участка в масштабах города позволяют создать востребованные городом проекты.

Приведенный в надлежащий порядок рассматриваемый участок может стать привлекательным местом отдыха студентов и горожан, местом проведения городских и областных культурных мероприятий. В таком случае отпадает необходимость организации вузом всего спектра дорогостоящих мероприятий, направленных на обеспечение комплексной безопасности.

Расчет показателя уровня реализации функций биосферной совместимости по предложенному варианту (в соответствии с полным набором функций города: жизнеобеспечение, знания, власть, развлечение и эмоции, милосердие, познание мира, творчество, связь с природой) выявил возможность повышения его относительного значения по сравнению с предыдущим до 0,841.

Реализация предлагаемого двухэтапного проекта реконструкции существующей инфраструктуры АСИ ОрелГТУ на основе биосферосовместимых технологий позволит осуществлять образовательный процесс на качественно новом уровне. Можно будет достигнуть желаемого результата – создания комфортной и безопасной образовательной среды. Возникнут предпосылки для реализации базовых функций города, преобразования института в биосферосовместимый и развивающий человека.

В заключение отметим, что созданные рыночные институты не могут обеспечить эффективную реализацию общественных благ, к которым, несомненно, относятся образование, культура, искусство, здравоохранение и другие сферы деятельности человека, результат которых отражается в росте уровня человеческого потенциала. Дать точный ответ насколько возрастет этот потенциал невозможно, а, следовательно, невозможно сопоставить затраты и прибыль, а это совершенно неинтересно рыночным структурам [6].

Поэтому, с точки зрения инновационного обеспечения работоспособности системы безопасности, наиболее приемлемым инструментарием для реализации биосферосовместимых технологий в образовательной среде могут стать программно-целевые методы управления [7]. Принципы и подходы программно-целевого планирования и управления позволяют не только концентрировать ресурсы на приоритетных направлениях, но и осуществлять комплексный и адресный подход к решению актуальных проблем в сфере образования.

Программно-целевое управление при формировании безопасной и комфортной образовательной среды учреждений высшего профессионального образования, ориентированное на результат, целесообразно рассматривать как новое государственное управление, включающее контроль государственных расходов и новые методы государственного регулирования. Реализация программно-целевых методов решения проблемы обеспечения безопасности в образовании позволяет обеспечить достижение намеченных целей в конкретные сроки на основе оптимизации ресурсов, необходимых для их осуществления, в том числе средств федерального бюджета.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ильичев, В.А. Может ли город быть биосферосовместимым и развивать человека? [Текст] / В.А. Ильичев. – Архитектура и строительство Москвы. – М., 2009. – №2 (544). – С. 8-13.
2. Ильичев, В.А. Некоторые вопросы проектирования поселений в рамках концепции биосферной совместимости [Текст]: Материалы международного конгресса «Наука и инновации в строительстве – SIB-2008» / В.А. Ильичев, В.И. Колчунов, А.В. Берсенев, А.Л. Поздняков. – Воронеж, 2008.
3. Ильичев, В.А. Динамика современных экологических вызовов и некоторые предложения по совершенствованию критериев развития человека с позиции архитектурно-градостроительного комплекса [Текст] / В.А. Ильичев, В.И. Колчунов, С.А. Воробьев, А.Л. Поздняков // Фундаментальные и приоритетные прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной

отрасли Российской Федерации в 2007 году. Сборник научных трудов РААСН: в 2 т. – Белгород: Изд-во БГТУ им. В.Г. Шухова, 2008. – Т. 2. – С. 367-374.

4. Разработка концепции обеспечения безопасности объектов системы высшего профессионального образования и целевой программы предупреждений и защиты от чрезвычайных и кризисных ситуаций [Текст]: отчет о НИР (заключ.) / ГОУ ВПО ОрелГТУ; рук. Колчунов В.И.; отв. исполн.: Ильичев В.А., Степанов Ю.С., Данилевич Д.В., Бакаева Н.В. [и др.]. – Орел, 2008. – 316 с.

5. Положение о территориальном планировании [Текст]: / информационно-аналитическая газета «Город Орел» №37 – С. 153. – от 19 сентября 2007 года.

6. Вайцеккер, Э. Фактор четыре. Затрат – половина, отдача – двойная. [Текст]: новый доклад Римскому клубу. Перевод А.П. Заварницына и В.Д. Новикова / Под ред. академика Г.А. Месяца. – М.: Academia, 2000. – 400 с.

7. Ильичев, В.А. О целях, законах и методах регионального развития, механизмах разработки и реализации программ регионального развития [Текст]: научная записка / В.А. Ильичев, И.А. Малмыгин // РААСН. – 2005. 28 января. – С. 1-6.

Бакаева Н.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел.

Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительство автомобильных дорог»

Тел.: +7 (4862) 73-43-67

E-mail: natbak@mail.ru

Данилевич Д.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел.

Кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Строительство автомобильных дорог»

Тел.: +7 (4862) 73-43-67

E-mail: ddanilevich@yandex.ru

Поздняков А.Л.

Орловский государственный технический университет, г. Орел.

Старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции и материалы»

Тел.: +7 (4862) 73-43-49

E-mail: skimkafedra@yandex.ru

ПРОВЕРКА И ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ЭЛЕКТРОСИСТЕМЫ ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫХ УЧРЕЖДЕНИЙ*

В статье приводится перечень участков и элементов электросистем образовательных учреждений, нуждающихся в первоочередной проверке с точки зрения электробезопасности и пожарной безопасности, а также рекомендации по оценке состояния электросистемы по итогам такой проверки.

Ключевые слова: образовательное учреждение, комплексная безопасность, электросистема.

The article provides a list of sites and elements of electrical systems of educational institutions, priority needs to be verified in terms of electrical and fire safety, as well as recommendations for the assessment of the electrical system on the basis of such verification.

Keywords: educational institution, integrated security, electrical system.

Безопасности образовательных учреждений в настоящее время уделяется повышенное внимание, поскольку значительное количество зданий и сооружений образовательных учреждений были введены в эксплуатацию в 50-е годы прошлого века, их общий износ составляет в среднем 50%, что отрицательно сказывается на эксплуатации и обеспечении их безопасности. К тому же повсеместно наблюдаются серьезные нарушения правил их эксплуатации и ослабление контроля со стороны руководителей за поддержанием их в исправном состоянии.

Одной из инженерных систем образовательного учреждения, состояние которой серьезно влияет на безопасность, является система электроснабжения и электрооборудования (далее – электросистема). В процессе эксплуатации электросистемы из-за дефектов, повреждений, износа и старения отдельных элементов и участков возникают различные неисправности, которые могут привести к поражению током учащихся и персонала учреждения, а также к возгоранию и пожару. Поэтому своевременная проверка и оценка состояния электросистемы очень важна для обеспечения комплексной безопасности образовательного учреждения.

В настоящее время не существует единой методики проверки и оценки состояния электросистемы образовательных учреждений. Существующие «Правила оценки физического износа жилых зданий» [1] позволяют количественно оценить состояние строительных конструкций и элементов зданий, а также внутренних систем инженерного оборудования. Но они предназначены, в первую очередь, для определения стоимости необходимых ремонтных мероприятий, устраняющих повреждения конструкции, элемента, системы или здания в целом, и их восстановительной стоимости, и не дают оценки безопасности дальнейшей эксплуатации зданий.

Исходя из вышесказанного, предлагается следующий подход к методике проверки и оценки состояния электросистемы в процессе мониторинга комплексной безопасности образовательного учреждения, который рекомендуется проводить 2 раза в год.

В первую очередь необходима проверка состояния участков и элементов электросистемы, способных вызвать поражение током учащихся и персонала учреждения, а также пожар.

* Работа выполнена в рамках проекта «Разработка методических рекомендаций по осуществлению мониторинга фактического состояния защищенности образовательных учреждений и планированию мероприятий по обеспечению научно-обоснованного уровня их комплексной безопасности» аналитической ведомственной целевой программы «Развитие научного потенциала высшей школы (2009-2010 годы)».

Поражение электротоком возможно при случайном или умышленном касании оголенных проводов и металлических деталей, находящихся под высоким напряжением. Поэтому при проверке нужно обратить внимание на следующее:

1. Проверить наличие и исправность замков и ограждений на распределительных щитках, вводных (ВУ) и вводно-распределительных (ВРУ) устройствах. Должны присутствовать предупредительные плакаты, надписи и маркировки на панелях и коммутационных аппаратах.

2. При использовании в электросистеме внутренней открытой проводки (как правило, в учреждениях старой постройки) необходимо убедиться в отсутствии повреждения изоляции и оголения проводов.

3. В кабинетах физики, информатики и др., где имеются электроустановки, электрооборудование и электроприборы, необходимо проверить целостность корпусов данных устройств, отсутствие следов местного нагрева, копоти или плавления металла, наличие и работоспособность заземляющих устройств, убедиться, что электроустановки, электрооборудование, электроприборы работают должным образом. Электропроводка к рабочим столам или электрооборудованию должна быть выполнена таким образом, чтобы полностью исключалась возможность нарушения изоляции, обрыва проводов, коротких замыканий и т.д. Для защиты от механических повреждений проводка должна быть надежно защищена (выполнена скрытой или закрыта уголками, швеллером, металлорукавом и т.д.).

4. Опасность представляют неисправные розетки и выключатели, особенно в учреждениях с постоянным пребыванием детей. Поэтому необходимо убедиться, что их размещение в помещениях соответствует требованиям Правил устройства электроустановок (ПУЭ) [2, 3], а сами они находятся в исправном состоянии. Штепсельные розетки должны быть снабжены защитными устройствами, автоматически закрывающимися гнезда розетки при вынутой вилке. Недопустимы трещины или сколы в крышках и корпусах розеток и выключателей. Такие приборы подлежат немедленной замене.

5. Очень важную роль в предотвращении поражений электротоком играют контуры заземления зданий, а также устройства защитного отключения (УЗО), поэтому необходимо убедиться, что они не повреждены и работают должным образом.

Для обеспечения пожарной безопасности все неисправности в электросистеме, которые могут вызвать искрение, короткое замыкание, сверхдопустимый нагрев изоляции кабелей и проводов, должны немедленно устраняться. Поэтому пристальной проверке подлежат также элементы, неисправность которых способна вызвать возгорание и пожар:

1. Необходимо убедиться в отсутствии воздушных линий электропередачи и наружных электропроводок, проложенных по территории образовательного учреждения, над горючими кровлями, навесами и открытыми складами горючих материалов, убедиться, не представляют ли опасность ветви деревьев и другие предметы, находящиеся вблизи проводов. Опасность представляют потеря эластичности изоляции и оголение изолированных проводов, большие провесы проводов воздушных линий, значительные повреждения их опор, наличие ожогов, сколов и трещин на изоляторах, обрывы и оплавление жил проводов.

2. В распределительных щитках, ВУ и ВРУ нужно проверить соответствие номиналов установленных автоматических выключателей и плавких предохранителей нагрузкам защищаемых цепей, работу электроприводов включения автоматических выключателей, отсутствие искрения и потрескивания, местного нагрева в соединениях шин и жил кабеля, следов копоти или плавления металла.

3. Особое внимание обратить на состояние открытой проводки, поскольку, в отличие от скрытой проводки, проложенной в негорючих материалах, при ее местном возгорании огонь способен распространиться на значительное расстояние. Опасны повреждения и поте-

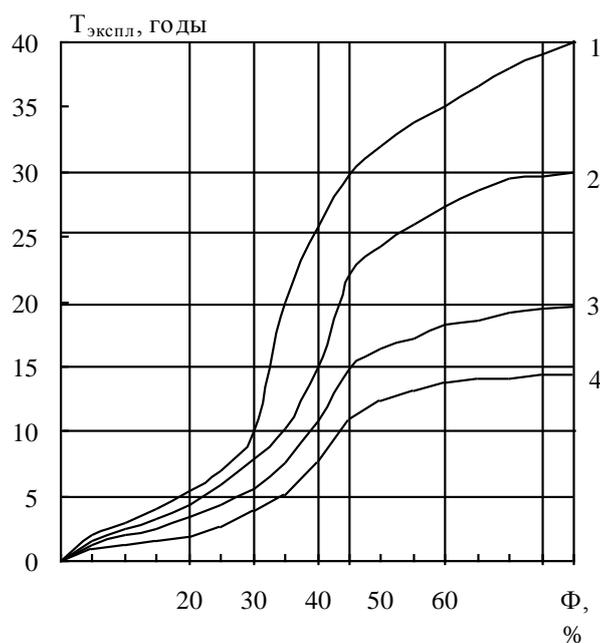
ря эластичности изоляции проводов, следы ремонта с частичной заменой проводки, следы значительного нагрева проводки.

4. Проверяют состояние пружинящих контактных пластин и металлокерамических напаяк контактов выключателей (не допускается сильный износ или повреждения). Контактные гнезда розеток должны обеспечивать надежный контакт и фиксацию штырей вилок.

5. Используемые электроустановки, электрооборудование и электроприборы должны быть работоспособны. Номиналы установленных в них предохранителей должны соответствовать нагрузке защищаемой цепи. Недопустимы значительные повреждения корпусов приборов, следы местного нагрева, копоти или плавления металла, отсутствие или неудовлетворительное состояние заземляющих устройств.

6. Необходимо проверить отсутствие нестандартных или самодельных электронагревательных приборов, а также временной проводки, кроме проложенной при выполнении ремонтных работ.

Необходимо учитывать также следующее. Согласно [1] установлены сроки эксплуатации отдельных элементов системы внутреннего электрооборудования по графикам износа, приведенным на рисунке 1. Видно, что после истечения времени эксплуатации, составляющего 75% от срока службы, что соответствует физическому износу 45%, скорость износа увеличивается (место второго перегиба графиков износа). Такие элементы являются потенциально опасными и требуют более частого и пристального контроля или замены.



*Рисунок 1 – Физический износ системы внутреннего электрооборудования:
1 – внутренние сети скрытые; 2 – внутренние сети открытые; 3 – ВРУ, магистрали;
4 – электроприборы, светильники, установки, электроустановочные изделия*

По итогам проверки в зависимости от выявленных дефектов и повреждений состоянию электросистемы образовательного учреждения присваивается одна из следующих категорий:

Исправное или допустимое состояние – состояние электросистемы удовлетворяет требованиям безопасности, определяемым ПУЭ и другими нормативными документами. Допускается эксплуатация без ограничений.

Ограниченно допустимое состояние – выявлены отдельные несоответствия состояния отдельных участков или элементов электросистемы требованиям безопасности. Для их

устранения, как правило, не требуется вызов сторонних специалистов. До устранения неисправностей допускается эксплуатация изношенных или поврежденных участков системы с определенными ограничениями (ограничение потребляемой мощности и т.д.). При необходимости проводится инструментальный контроль электросистемы и последующий ремонт.

Аварийное или недопустимое состояние – выявлены множественные значительные несоответствия состояния участков или элементов электросистемы требованиям безопасности, при которых существует опасность травмирования людей и пожарная опасность. Для их устранения требуется вызов сторонних специалистов, проведение инструментального контроля, ремонта или реконструкции электросистемы. Эксплуатация таких элементов или участков не допускается.

Проведение проверок состояния электросистем по предлагаемой методике позволит снизить риск возникновения несчастных случаев и чрезвычайных ситуаций в образовательных учреждениях и повысить уровень их комплексной безопасности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Правила оценки физического износа жилых зданий [Текст]. ВСН 53-86 (Р). – М.: Прейскурантиздат, 1988. – 72 с.
2. Правила устройства электроустановок [Текст]. Издание седьмое. – М.: НИЦ ЭНАС, 2003. – 169 с.
3. Правила устройства электроустановок [Текст]. Издание шестое. – М.: Главгосэнергонадзор России, 1998. – 610 с.

Степанов Ю.С.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Доктор технических наук, профессор, проректор ОрелГТУ по научной работе
Тел.: +7 (4862) 47-50-71
E-mail: stepanov@ostu.ru

Короткий Г.П.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Автопласт»
Тел.: +7 920-284-70-40
E-mail: genkor@inbox.ru

УДК 666.972.162

ХРИСТОФОРОВ А.И., КУЗЬМИН Д.И.,
КУЗЬМИН И.Б.**СНИЖЕНИЕ РАСХОДА ЦЕМЕНТА В МОДИФИЦИРОВАННЫХ
МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ БЕТОННЫХ СМЕСЯХ**

В статье представлены исследования, направленные на снижение расхода цемента в мелкозернистых бетонных смесях при помощи введения специально подобранной экологически чистой химической добавки, что позволит расширить область применения мелкозернистых бетонных смесей.

Ключевые слова: мелкозернистый бетон, снижение расхода цемента, экологически чистая добавка, металлоорганические соединения.

In article presents research aimed at reducing the consumption of cement in fine-grained concrete mixes with the introduction of specially selected environmentally friendly chemical additives, which will extend the scope of fine-grained concrete mixes

Keywords: fine-grained concrete, reducing cement consumption, environmentally friendly additives, organometallic compounds.

Бетон на протяжении многих лет остается основным строительным материалом. Прошедшие годы характеризуются резким ростом цен на цемент. За последние четыре года цена возросла более чем в 10 раз, а номенклатура цемента сократилась до минимума. Строители вынуждены во всех случаях применять марки цемента – 500 или 400.

В последнее время активизировалось обсуждение экономии цемента, применение цементосберегающих технологий, необходимости строительства новых цементных заводов и т.п. По мнению многих ученых, одним из способов, позволяющих экономить цемент при производстве бетонов, является использование химических добавок. Причем в бетоноведении на протяжении уже многих лет химические добавки в бетонную смесь рассматриваются как решение не только проблем экономии цемента, но и любых других.

Поиск дешевых химических добавок, приводящих к экономии цемента, с одной стороны, и улучшающих технологические свойства и технические характеристики строительных смесей, с другой, остается одной из самых актуальных проблем – снижение стоимости жилья при сохранении или улучшении показателей смесей.

В последнее десятилетие в жилищном строительстве наметилась устойчивая тенденция увеличения объемов строительства за счет возведения малоэтажных индивидуальных жилых домов. Между тем, целесообразным в малоэтажном жилищном строительстве является использование низкомарочных цементов. Однако они не производятся цементной промышленностью.

Другой проблемой, характерной для строительных организаций, работающих с бетоном практически на всей территории России, является нехватка крупного заполнителя, особенно высокого качества (гранитного щебня). На протяжении целого ряда лет ведутся исследовательские работы по повышению эффективности бетона без крупного заполнителя – мелкозернистого (песчаного) бетона.

Однако широкое применение мелкозернистого бетона сдерживается увеличением расхода цемента. Поэтому нахождение химических добавок, способствующих расширению объемов применения мелкозернистого бетона при сокращении расхода цемента, при прочих равных с тяжелым бетоном с крупным заполнителем условиях, является насущной научной задачей.

Структура бетона, в значительной мере определяющая его свойства, состоит из дисперсного каркаса – носителя прочности материала и порового пространства, от величины и характера которого, в первую очередь, зависит долговечность. Чем выше плотность каркаса, адгезия цементного камня к поверхности заполнителя и чем больше величина этой поверхности, тем прочнее бетон.

Очевидно, что с этих позиций песчаный бетон имеет целый ряд преимуществ по сравнению с бетоном на крупном заполнителе [1]. Уменьшение диаметров поровых капилляров и повышение однородности их распределения, характерное для мелкозернистых бетонов, обуславливает повышенную морозостойкость материала и, в конечном счете, его долговечность. Существенное влияние на поровую структуру песчаных бетонов оказывает образование структурированных оболочек из коллоидной фракции затворенного водой цемента вокруг зерен микро- и макрозаполнителей, причем плотность и прочность этих оболочек убывает от поверхности заполнителя к их периферии. На поверхности заполнителя водоцементное отношение имеет минимальную величину, а на поверхности структурированной оболочки – максимальную, что связано с образованием в результате химической адсорбции на поверхности частиц заполнителя пленок гидросиликата кальция. Поэтому, чем больше в системе структурированных оболочек и чем ближе расположены они друг к другу, тем прочнее образующаяся структура новообразований. В этой связи становится очевидной целесообразность использования смеси цемента с песком, который, имея развитую поверхность, позволяет интенсифицировать процесс структурообразования и, следовательно, ускоряет набор прочности твердеющей бетонной смесью.

Введение в цементно-песчаные смеси добавок поверхностно-активных веществ (ПАВ) приводит к экранированию взаимодействия между цементом и водой и, как следствие, – к стабилизации гидратируемых систем. ПАВ ослабляют коагуляционные структуры цементно-водных паст, понижают их прочность, создавая тем самым условия для разрушения и переконфигурации этих структур, что дает возможность образования максимально плотных систем. Благодаря сочетанию действия ПАВ и определенных воздействий в ходе приготовления и уплотнения бетонных смесей происходит ускорение процессов растворения клинкерных минералов и кристаллообразования, причем, в конечном счете, образуются структуры с тонкокапиллярной пористостью.

В настоящее время в мелкозернистых бетонных смесях применяются «традиционные» химические добавки, используемые для тяжелого бетона. Хотя для песчаных бетонов, начиная с подбора состава и далее по технологической цепочке вплоть до получения максимальной прочности, целесообразно применять специально подобранные или разработанные добавки. Именно такой цели – повышению прочности бетона при снижении расхода цемента – и соответствует подобранная из достаточно большого количества химическая добавка металлоорганических соединений.

Проведены исследования по модифицированию мелкозернистых бетонных смесей с использованием следующих материалов. Виды образцов представлены на рисунке 1.

Были проанализированы все поставщики цемента во Владимирскую область. Из 15 предприятий, наибольшие объемы поставок осуществляли три: ОАО «Ульяновскцемент» – ПЦ 400 Д 20; ОАО «Мордовцемент» – ПЦ 500 Д 0 и ОАО «Белгородский цемент» – ПЦ 500 Д 0.

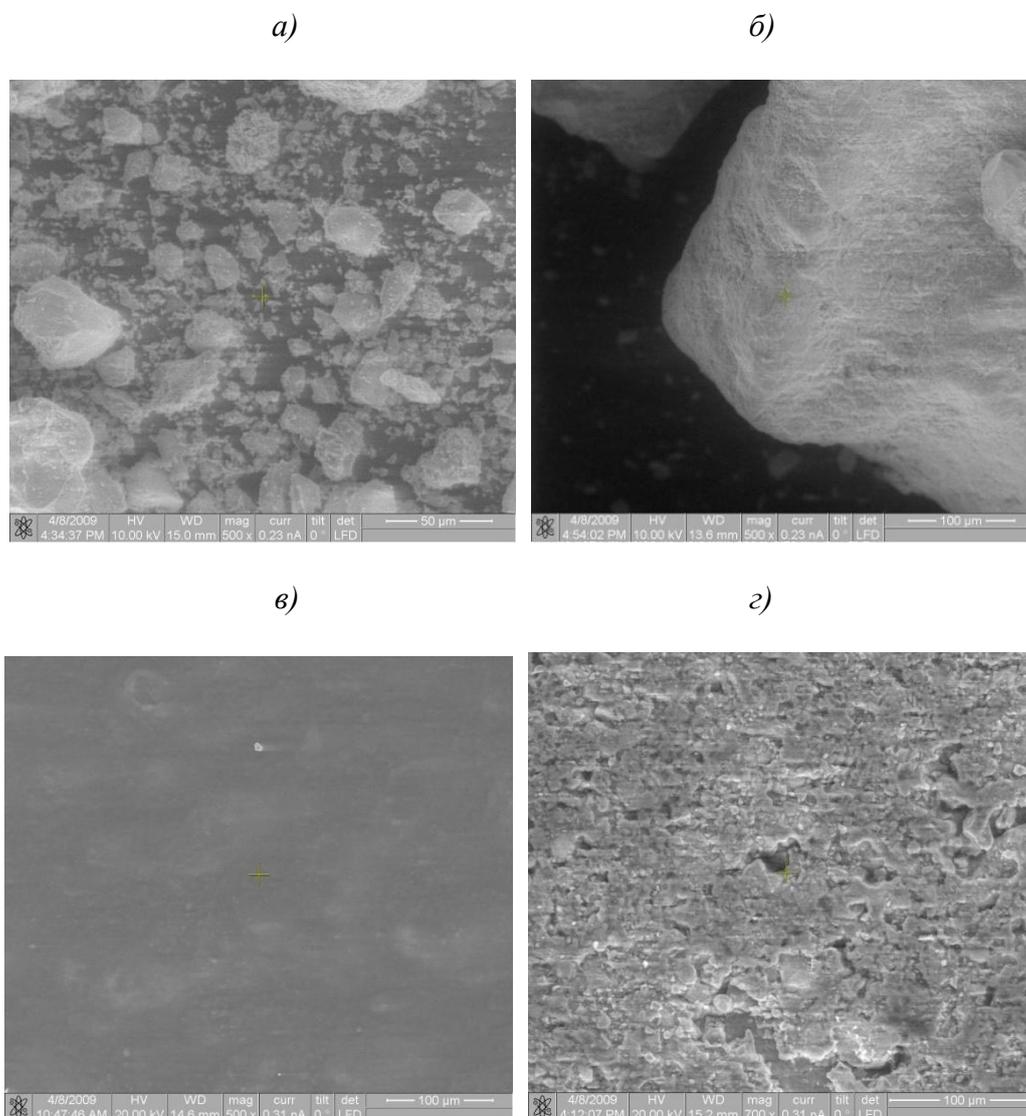
Нормальная густота: ОАО «Ульяновскцемент» 26,5%, ОАО «Мордовцемент» 24%, ОАО «Белгородский цемент» 24,75%.

Мелкий заполнитель – песок для строительных работ 1 класса (средний); $M_{кр} = 2,3$; $\rho_{нас} = 1,58 \text{ г/см}^3$; $\rho_{ист} = 2,56 \text{ г/см}^3$ (Хромцовский карьер г. Фурманов).

Химическая добавка представляет собой продукт омыления жирных кислот гидроксидом натрия в смеси с ингредиентом А и с добавлением кальцинированной соды.

При исследованиях использовались гостированные методики. Исследование компонентов мелкозернистых бетонных смесей:

- портландцемент: сроки схватывания, прочность при пропаривании, нормальная густота, прочность в 28-ми суточном возрасте, тонкость помола, водоотделение, консистенция раствора, активность цемента;
- мелкий заполнитель: насыпная плотность, истинная плотность, влажность, содержание гравия, зерновой состав;
- химические добавки: водородный показатель, растворимость в воде.



**Рисунок 1 – Виды образцов, полученные на РЭМ Quanta 200 3D:
а – цемента; б – песка; в – добавки металлоорганических соединений;
з – модифицированного мелкозернистого бетона**

Исследование технологических свойств бетонных смесей включало определение реологических свойств, подвижности, водоудерживающей способности, расслаиваемости, предела деформируемости, плотности.

Определение технических характеристик бетонов: плотность, прочность при сжатии в возрасте 1 и 28 суток, водопоглощение, морозостойкость, воздухоовлечение, пористость.

Физико-химические методы исследований: растровая электронная микроскопия, рентгенофазовый анализ.

Полученные зависимости прочности образцов бетона в возрасте 1 и 28 сут. от: водоцементного отношения; расхода цемента; расхода песка, представлены соответственно на рисунках 2-4.

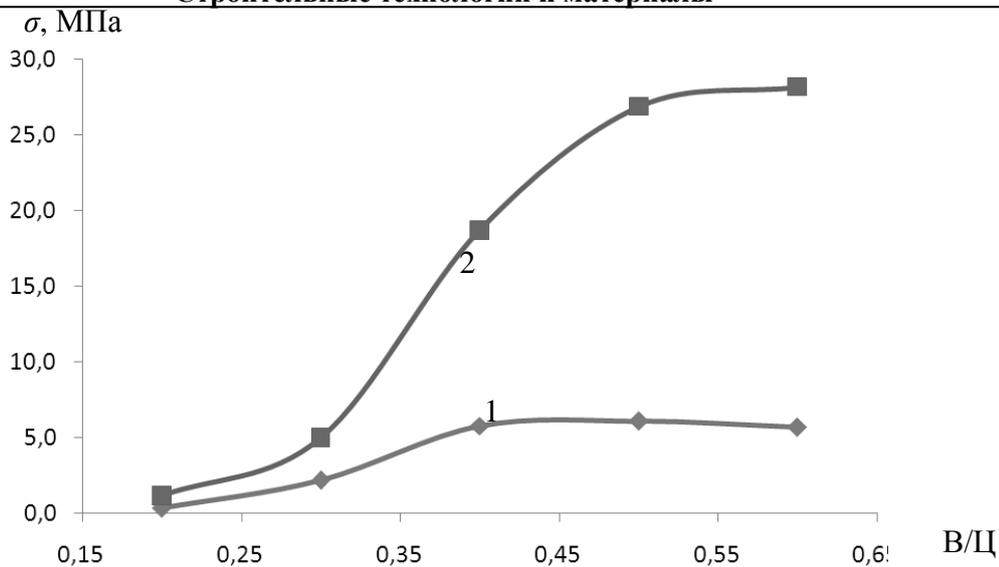


Рисунок 2 – Зависимость прочности (σ) от В/Ц
1 – образец в возрасте 1 сут.; 2 – образец в возрасте 28 сут.

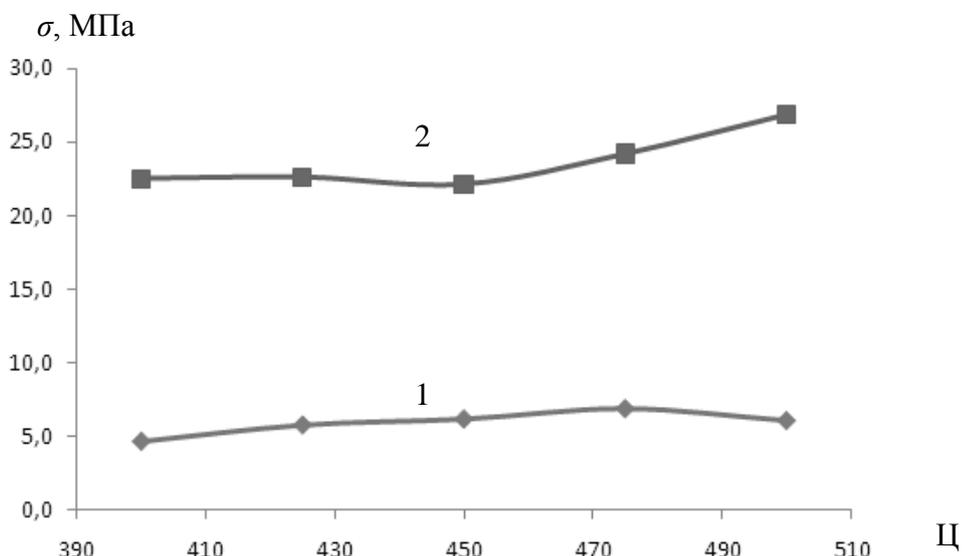


Рисунок 3 – Зависимость прочности (σ) от расхода цемента (Ц)
1 – образец в возрасте 1 сут.; 2 – образец в возрасте 28 сут.

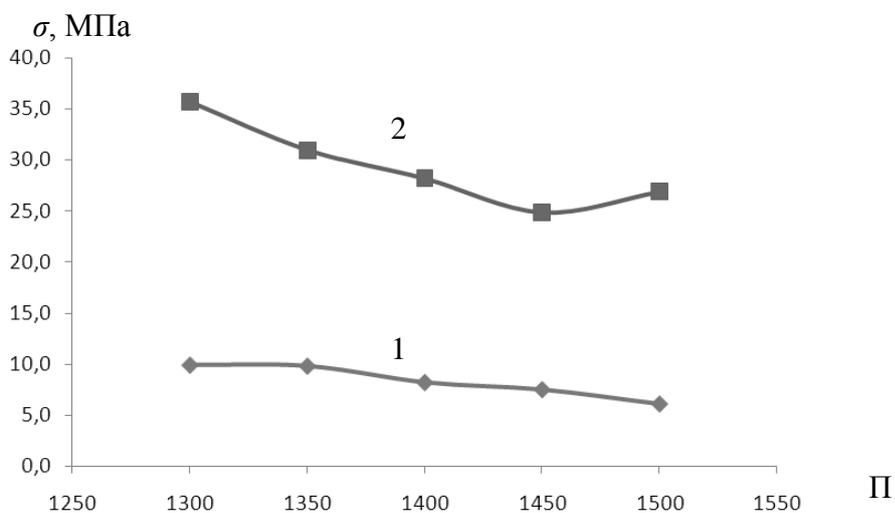


Рисунок 4 – Зависимость прочности (σ) от расхода песка (П)
1 – образец в возрасте 1 сут.; 2 – образец в возрасте 28 сут.

Итогом проведённых экспериментов стало создание математических моделей. К реализации был выбран D-оптимальный план Бокса-Бенкина размерности $K = 3$, позволяющий провести математико-статистическую обработку данных при варьировании трех компонентов на трех уровнях. Принятые D-оптимальные планы обеспечивают минимальный объем эллипсоида рассеивания оценок параметров, минимизируют максимальную дисперсию в заданной области плана, обладают свойством рототабельности и имеют наименьший определитель ковариационной матрицы. Свойство рототабельности сводится к тому, что точки матрицы планирования подбираются с обеспечением одинаковой точности предсказания значений функций отклика и независимости от направления исследования.

При исследовании взаимовлияния компонентов мелкозернистой бетонной смеси план Бокса-Бенкина представляет собой определенные выборки из полного факторного эксперимента типа 3^K , где K – число факторов, равное трем, а 3 – число уровней (+1, 0, -1), на которых варьируется каждая переменная. В первой части исследования влияния компонентов мелкозернистой смеси на прочностные характеристики бетона были выбраны факторы – цемент, песок и вода с варьированием их на трех уровнях.

Математическая модель прочности бетона, от состава бетонной смеси в возрасте 28 суток описывается уравнением регрессии следующего вида:

$$\sigma_{28} = 24,76 + 3,05x_1 - 1,25x_2 + 1,475x_3 - 1,02x_{11} - 4,5x_{22} - 3,7x_{33} + 1,73x_{12}.$$

Исходя из полученных уравнений регрессии, были построены поверхности отклика (рисунок 5).

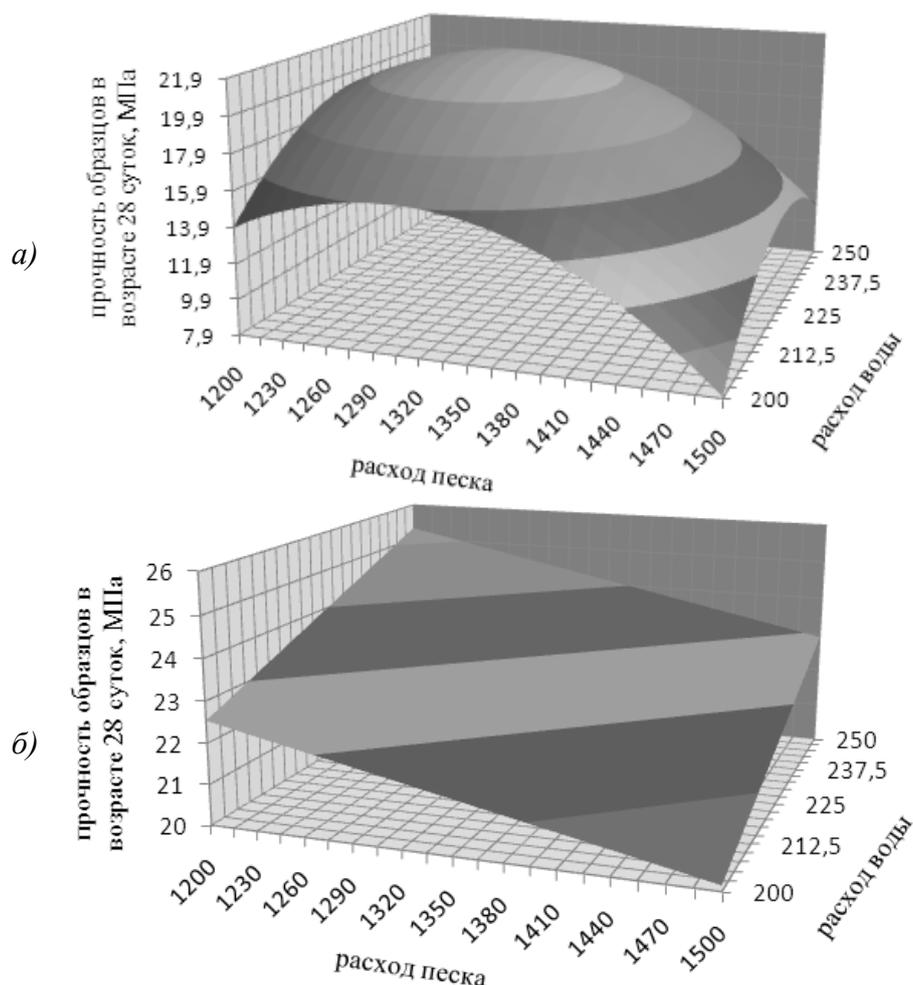


Рисунок 5 – Зависимость прочности бетона в возрасте 28 сут. при расходе цемента 400 кг/м^3 : а – без добавки; б – с добавкой

При расходе цемента 400 масс. ч. без использования добавки максимальная прочность бетона в возрасте 28 сут. равна 21,3 МПа. При введении добавки она увеличивается до 27,6 МПа.

Лабораторные исследования показали, что применение добавки позволяет достичь 20% экономии цемента. Производственные испытания, проведенные независимой сертифицированной лабораторией ООО «Центр строительных испытаний» (г. Владимир), и зафиксированные актом, удостоверяют гарантированную экономию цемента при самых неудовлетворительных условиях не менее 5%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Львович, К.И. Песчаный бетон и его применение в строительстве [Текст] <http://www.complexs.ru/index.php?page=article&pid=311>.

Христофоров А.И.

Владимирский государственный университет им. А.Г. и Н.Г. Столетовых, г. Владимир
Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Химическая технология стекла и керамики»
Тел.: +7-920-929-01-82
E-mail: khristoforov@mail.ru

Кузьмин Д.И.

Владимирский государственный университет им. А.Г. и Н.Г. Столетовых, г. Владимир
Аспирант кафедры «Химическая технология стекла и керамики»
Тел.: +7-920-620-28-53
E-mail: Kuzmin_Dimitriy@mail.ru

Кузьмин И.Б.

Владимирский государственный университет им. А.Г. и Н.Г. Столетовых, г. Владимир
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Полимерные материалы»
Тел.: +7-960-279-02-34
E-mail: Igor_Kuzmin_vlad@mail.ru

*ИТОГИ КРУГЛОГО СТОЛА
«БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ»
(ВЕДУЩИЕ АКАДЕМИКИ В.М. БОНДАРЕНКО, В.И. КОЛЧУНОВ)*

В работе «круглого стола» приняли участие 53 действительных члена, члена-корреспондента и советника академии. В начале работы стола были заслушаны два тематических доклада чл.-корр. РААСН П.А. Акимова и чл.-корр. РААСН С.И. Меркулова.

В докладе П.А. Акимова на тему «Прогнозное математическое моделирование состояния ответственных строительных объектов мегаполиса» дан анализ современных, численных, полуаналитических и дискретно-концептуальных методов расчета сложных сооружений на различные виды воздействий, включая запроектные и аварийные, а также сведения о работе в 2009 году научного совета РААСН «Программные средства в строительстве и архитектуре» и о валидации используемых в проектных расчетах вычислительных комплексов.

В докладе С.И. Меркулова «Реконструкция и реновация конструктивных систем зданий и сооружений» был предложен вариант классификации базовых определений, связанных с реконструкцией объектов недвижимости, дан анализ особенностей учета силового, среднего и режимного нагружения конструкций, специфики свойств материалов.

В обсуждении и дискуссии по рассматриваемой теме выступили 11 специалистов – участников «КРУГЛОГО СТОЛА».

Профессор Евсеев Л.Д. обратил внимание на недопустимость применения в строительстве пенополистирола, особенно в колодцевой кладке, в качестве утеплителей, устанавливаемых внутри помещений, и других разновидностях его применения. Надо выйти с предложением о дополнительном изучении характеристик этого материала и четко ограничить области его безопасного применения в строительстве.

Член-корреспондент РААСН Енджиевский Л.В. отметил, что при расчетах эксплуатируемых строительных конструкций не следует ограничиваться расчетными схемами, используемыми обычно для вновь проектируемых конструкций, а необходимо учитывать деградацию граничных условий. С.Н. Леонович (иностраный член РААСН) предложил при разработке нормативных документов нового поколения включить предложения по прогнозированию сроков службы несущих конструкций из железобетона и других материалов. Член-корреспондент РААСН Г.В. Мурашкин обратил внимание на то, что расчет ресурса сооружения невозможен без информации об истории и режимах силовых и средовых воздействий. Неправильно определять ресурс только по остаточной прочности бетона. Профессор Ю.Н. Волков обратил внимание на низкое качество законодательного обеспечения безопасности зданий и сооружений. Например, принятым техническим регламентом по безопасности зданий и сооружений, несмотря на критику, введен термин «минимально необходимые требования», но не поясняется, что такое «минимальные».

Член-корреспондент РААСН Б.С. Соколов считает, что ученым академии следует высказать свое экспертное мнение о низком качестве проектов выполняемых рядом действующих проектных организаций страны. Имеют место случаи, когда проекты монолитных жилых домов для массового применения в строительстве закладывают расход стали в перекрытия до 150 кг на 1 м³ бетона. Член-корреспондент РААСН В.П. Селяев отметил, что при проектировании и обследовании железобетонных конструкций в агрессивной среде мы по-прежнему по кубу определяем характеристики бетона. Свойства материала в условиях средовой коррозии неравномерно распределяются по объему, и до сих пор нет нормируемых методик их определения, нет данных о статистической изменчивости прочности и других ха-

рактических характеристик бетона. Член-корреспондент А.Б. Павлов отметил, что и ГОСТ и новый технический регламент по безопасности зданий и сооружений предписывают вести их расчет в трех стадиях: эксплуатационной, монтажной и аварийной. Однако расчет в аварийной стадии носит пока декларативный характер. Советник РААСН А.Г. Булгаков предложил, что было бы целесообразно разработать по образцу Европейских стран механизм контроля за безопасностью зданий и сооружений.

С обобщающими предложениями итогов дискуссии на «КРУГЛОМ СТОЛЕ» выступили академики В.И. Травуш, В.И. Колчунов, В.М. Бондаренко. В.И. Колчунов отметил, что научное направление «живучесть» – как стойкость к внезапным и эволюционным воздействиям, повреждающим сооружения, находится лишь в стадии становления и формирования, и здесь важна систематизация и обобщение имеющихся по этой проблеме знаний и постановка соответствующих экспериментальных исследований. Академик В.И. Травуш призвал членов академии и других ученых принять участие в предстоящей процедуре актуализации нормативных документов обязательного применения в связи с введением в действие с 01.07.2010 г. принятого регламента о технической безопасности зданий и сооружений и дать свои предложения. В своем выступлении В.М. Бондаренко особо акцентировал внимание на то, что понятие конструктивной безопасности в нормативных документах сегодня ограничено рамками устойчивого силового сопротивления элементов конструкций. В тоже время, исследованиями последних лет показано, что от напряженно-деформированного состояния зависят структура и свойства материалов.

В целом состоявшаяся дискуссия по обсуждаемой проблеме показала, что целый ряд возникающих в последние годы вызовов и повреждающих конструкций воздействий не нашли отражения в действующих нормативных документах. В этой связи были сформулированы следующие предложения в итоговый документ научной части общего собрания РААСН 2010 года:

1. Сконцентрировать усилия ученых на новых направлениях обеспечения безопасности в условиях современных вызовов, среди которых: исследования особенностей воздействий, проблема прогрессирующих разрушений и живучести сооружений, временный учет изменчивости режимов нагружения, свойств материалов и др.

2. В связи с введением в действие технического регламента о безопасности зданий и сооружений и утверждением обязательного перечня нормативных документов дать предложение к актуализации этих документов на основе исследований РААСН и предложения по разработке новых нормативных документов.

В.М. Бондаренко

В.И. Колчунов

Уважаемые коллеги!

В Орловском государственном техническом университете издается научный журнал «Строительство и реконструкция», в котором Вы можете опубликовать свои статьи по широкому спектру проблем в следующих областях:

Строительство

- эффективные архитектурно-конструктивные решения зданий и сооружений;
- энергосберегающие технологии в строительном комплексе;
- развитие теории расчета сооружений и элементов строительных конструкций, оснований и фундаментов;
- вопросы безопасности зданий и сооружений;
- строительные технологии, материалы и изделия;
- теория архитектуры и градостроительства;
- архитектурно-строительное проектирование;
- синтез искусств в архитектуре и др.

Журнал открыт для рекламы, оплата – на договорной основе.

Объем статьи, как правило, не должен превышать 7 стр., рекламного объявления – не более 1 стр. Материал принимается в файловом виде: по электронной почте, на дискетах 3,5 дюйма или на CD-диске, выполненный в любом из текстовых редакторов Word, с приложением распечатки. С аспирантов плата за публикацию не взимается.

ОБЯЗАТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ СТАТЬИ:

- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется страницами текста на листах формата А4 и содержит от 3 до 7 страниц (заполнение последней страницы – не менее 75 процентов; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию. Объем рекламного объявления не должен превышать 1 страницу.
- 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.
- Статьи должны быть набраны 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 сверху – 2 см.
- Название статьи, а также фамилии и инициалы авторов обязательно дублируются на английском языке.
- К статье прилагается перечень ключевых слов на русском и английском языке.
- В тексте статьи желательно:
 - не применять обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
 - не применять для одного и того же понятия различные научно-технические термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
 - не применять произвольные словообразования;
 - не применять сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими государственным стандартам.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

ПОСТРОЕНИЕ СТАТЬИ

- УДК (сверху слева) с абзацным отступом.
- С пропуском одной строки – выровненные по центру страницы и набранные прописными буквами светлым шрифтом прямого начертания инициалы и фамилии авторов (ИВАНОВ И.И.).

- С пропуском одной строки – название статьи, набранное без абзацного отступа прописными буквами полужирным шрифтом 14 pt и расположенное по центру страницы.
 - С пропуском одной строки – краткая (не более 10 строк) аннотация, набранная с абзацного отступа курсивным шрифтом 10 pt на русском языке.
 - Краткая (не более 10 строк) аннотация, набранная с абзацного отступа курсивным шрифтом 10 pt на английском языке, отделенная от предыдущей аннотации одинарным интервалом.
 - Основной текст статьи. Заголовки подразделов набирают с абзацным отступом полужирным шрифтом прописными буквами (размер 12 pt), выравнивание по левому краю. Заголовки и подзаголовки отделяют от основного текста одинарным интервалом сверху.
-

Пример оформления

УДК 539.4:620.179

МАЛИНИН В.Г., МАЛИНИН В.В.

ДВУХУРОВНЕВЫЙ СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКИЙ ГРАДИЕНТНЫЙ КРИТЕРИЙ РАЗРУШЕНИЯ

На основе системного подхода структурно-аналитической мезомеханики формулируется двухуровневый структурно-механический, градиентный критерий разрушения, позволяющий развить методики оценки параметров трещиностойкости и учитывающий влияние зон структурных концентраторов на прочность в окрестности макроконцентратора напряжений.

Ключевые слова: критерий разрушения, напряжения, прочность.

On the basis of the system approach structural - analytical mezomechanic it is formed two-level structural - mechanical gradiental criterion of the destruction, allowing to develop techniques of an estimation of parameters crack of resistance and taking into account influence of zones of structural concentrators on durability in a vicinity of the macroconcentrator of stresses.

Keywords: criterion of destruction, a pressure, durability.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

Прочностное состояние нагруженного твердого тела находится между хрупким и вязким, различие между которыми в механическом аспекте зависит от вида напряженно-деформированного состояния, истории нагружения, эволюции дефектной структуры и определяется соотношением энергетических затрат на обратимые и необратимые явления деформирования. В связи с этим возникает необходимость рассмотрения прочностного состояния материала в изделиях с макроконцентраторами с учетом влияния структурного состояния на микро- и мезомасштабном уровнях и влияния неоднородности макронапряженного состояния на локальные механические характеристики материала. Поставленную задачу можно решать в рамках градиентного подхода оценки локальной прочности в зоне концентрации напряжений, рассматривая состояние материала по двум критериям с непрерывным переходом из одного в другой.

Таблицы, рисунки, формулы

- Все таблицы, рисунки и основные формулы, приведенные в тексте статьи, должны быть пронумерованы.

- Формулы следует набирать в редакторе формул Microsoft Equation 3.0 с размерами: обычный шрифт – 12 pt, крупный индекс – 10 pt, мелкий индекс – 8 pt. Формулы, внедренные как изображение, не допускаются! Русские и греческие буквы, а также обозначения тригонометрических функций, набираются прямым шрифтом, латинские буквы – *курсивом*.

- Формулы выравнивают по левому краю страницы с абзацным отступом и нумеруют (только те, на которые приводят ссылки); порядковый номер формулы обозначается арабскими цифрами в круглых скобках около правого поля страницы.

- В формулах в качестве символов следует применять обозначения, установленные соответствующими государственными стандартами. Описание начинается со слова «где» без двоеточия, без абзацного отступа; пояснение каждого символа дается в той последовательности, в которой символы приведены в формуле. Единицы измерения даются в соответствии с Международной системой единиц СИ.

- Переносить формулы на следующую строку допускается только на знаках выполняемых операций, причем знак в начале следующей строки повторяют.

Пример оформления формулы в тексте

$$q_1 = (\alpha - 1)^2 \left(1 + \frac{1}{2\alpha}\right) / d, \quad (11)$$

где $\alpha = 1 + 2a/b$ – коэффициент концентрации напряжений; $d = 2a$ – размер эллиптического отверстия вдоль опасного сечения.

- Рисунки и другие иллюстрации (чертежи, графики, схемы, диаграммы, фотоснимки) следует располагать непосредственно после текста, в котором они упоминаются впервые.

- Если рисунок небольшого размера, желательно его обтекание текстом.

- Подписи к рисункам выравнивают по ширине страницы, в конце подписи точка не ставится:

Рисунок 1 – Текст подписи

- Пояснительные данные набираются шрифтом прямого начертания 12 pt и ставят после наименования рисунка.

Пример оформления рисунка в тексте

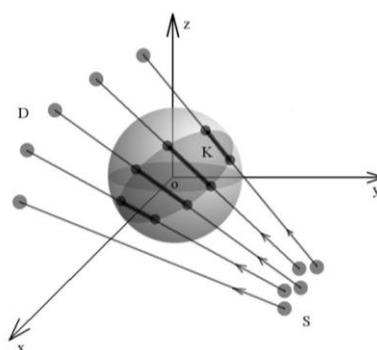


Рисунок 1 – Схема сканирования объекта: S – множество источников; D – множество детекторов; K – множество элементарных объемов тела, через которые прошел луч

- На все таблицы должны быть приведены ссылки в тексте, при ссылке следует писать слово «таблица» с указанием ее номера.

- Заголовки граф и строк таблицы пишутся с прописной буквы, а подзаголовки – со строчной, если они составляют одно предложение с заголовком, или с прописной буквы, если они имеют самостоятельное значение. В конце заголовков и подзаголовков таблиц точки не ставятся. Текст внутри таблицы в зависимости от объема размещаемого материала может быть набран шрифтом меньшего кегля, но не менее 8 pt. Текст в столбцах располагают от левого края либо центрируют.

• Слово «Таблица» размещается по левому краю, после него через тире располагается название таблицы:

Таблица 1 – Текст названия

• Если в конце страницы таблица прерывается и ее продолжение будет на следующей странице, нижнюю горизонтальную линию в первой части таблицы не проводят. При переносе части таблицы на другую страницу над ней пишут слово «Продолжение» и указывают номер таблицы: «Продолжение таблицы 1».

• Нумерация граф таблицы арабскими цифрами необходима только в тех случаях, когда в тексте документа имеются ссылки на них, при делении таблицы на части, а также при переносе части таблицы на следующую страницу.

Примеры оформления таблиц в тексте

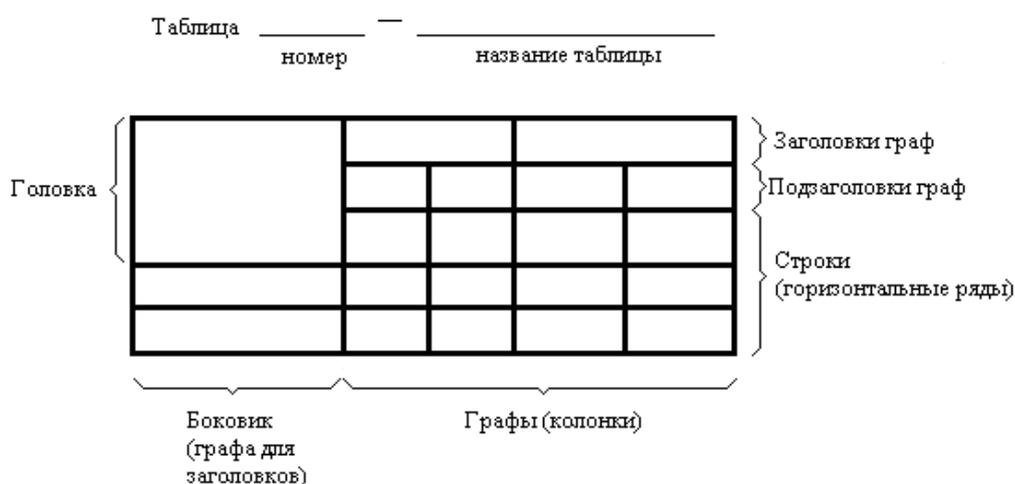


Таблица 1 – Название

Номинальный диаметр резьбы болта, винта, шпильки	Внутренний диаметр шайбы	Толщина шайбы					
		легкой		нормальной		тяжелой	
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
1	2	3	4	5	6	7	8
2,0	2,1	0,5	0,8	0,5	0,5	-	-

Список литературы

• Список литературы, набранный обычным шрифтом прямого начертания 10 pt, помещается в конце статьи. Заголовок «СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ» набирается жирным шрифтом 12 pt прописными буквами с выравниванием по центру без абзачного отступа. Литературные ссылки оформляются по ГОСТ 7.1 2003.

Пример оформления списка литературы

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Валиев, Р.З. Наноструктурные материалы, полученные интенсивной пластической деформацией [Текст] / Р.З. Валиев, И.В. Александров. – М.: Логос, 2000. – 271 с.

Сведения об авторах

• В конце статьи приводятся набранные 10 pt сведения об авторах в такой последовательности: Фамилия, имя, отчество (полужирный шрифт); учреждение или организация, ученая степень, звание, должность, адрес, телефон, электронная почта (обычный шрифт).

Пример оформления сведений об авторах

Константинов И.С.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Доктор технических наук, заведующий кафедрой «Информационные системы», профессор
Тел.: +7 (4862) 40-96-14
E-mail: konstantinov@ostu.ru

Бизин И.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Ассистент кафедры «Информационные системы»
Тел.: +7 (4862) 43-26-19
E-mail: bizin@yandex.ru

Адрес учредителя:

Орловский государственный технический университет
302020, г. Орел, Наугорское шоссе, 29
+7 (4862) 73-43-48
www.ostu.ru
E-mail: oantc@ostu.ru

Технический редактор С.В. Солопов
Компьютерная верстка С.В. Солопов

Подписано в печать 14.06.2010 г.
Формат 70x108 1/16. Печ. л. 3,46.
Тираж 300 экз.
Заказ № _____

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической базе ОрелГТУ
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.