



Научно-технический журнал
Издается с 2003 года.
Выходит шесть раз в год.

№6 (56) 2014
(ноябрь-декабрь)

СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

Учредитель – федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс»
(ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»)

Редакционный совет:

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

Главный редактор:

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

Заместители главного редактора:

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

Редколлегия:

Бок Т. д.т.н., проф. (Германия)
Бондаренко В.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Гордон В.А. д.т.н., проф.
Емельянов С.Г. советник РААСН, д.т.н., проф.
Карпенко Н.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Клюева Н.В. советник РААСН, д.т.н., проф.
Коробко А.В. д.т.н., проф.
Король Е.А. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Рымшин В.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Сергейчук О.В. д.т.н., проф. (Украина)
Серпик И.Н. д.т.н., проф.
Сикора З. д.т.н., проф. (Польша)
Тамразян А.Г. д.т.н., проф.
Тур В.В. д.т.н., проф. (Белоруссия)
Турков А.В. д.т.н., проф.
Федоров В.С. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Чернышов Е.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Шах Р. д.т.н., проф. (Германия)

Ответственный за выпуск:

Солопов С.В. к.т.н.

Адрес редакции:

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

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи, информационных
технологий и массовых коммуникаций.
Свидетельство:
ПИ № ФС77-47354 от 03 ноября 2011 г.

Подписной индекс 86294 по объединенному
каталогу «Пресса России»

© ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2014

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

| | |
|---|----|
| Алмазов В.О. Проблемы прогрессирующего разрушения..... | 3 |
| Бедов А.И., Балакишин А.С., Воронов А.А. Причины аварийных ситуаций в ограждающих конструкциях из каменной кладки многослойных систем в многоэтажных жилых зданиях..... | 11 |
| Бухтиярова А.С., Колчунов В.И., Рыпаков Д.А., Филатова С.А. Исследования живучести жилых и общественных зданий с новой конструктивной системой из индустриальных панельно-рамных элементов | 18 |
| Данель В.В. Жёсткости стыков железобетонных элементов, пересекаемых арматурными стержнями, при растяжении и сдвиге..... | 25 |
| Лапинов А.Е., Михалев Н.Я. Повышение огнестойкости металлических конструкций при воздействии высоких температур..... | 30 |
| Истомин А.Д. Прочность бетона при местном сжатии по отечественным нормам и Еврокоду 2..... | 34 |
| Карзов А.В. Анализ методов расчета нагрузок на опалубку перекрытий.. | 39 |
| Климов А.Н. Мониторинг несущих железобетонных конструкций уникальных зданий в Москве..... | 46 |
| Малахова А.Н., Мухин М.А. Отдельно стоящий подземный железобетонный погреб в составе построек частных усадеб на рельефе..... | 53 |
| Нгуен Чонг Там. Колебания поверхности упругого полупространства при воздействии подвижной нагрузки..... | 58 |
| Силантьев А.С. Назначение толщины плоских безбалочных плит перекрытия из условий продавливания..... | 66 |
| Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Учет особенностей огнеударостойкости железобетонных колонн при расчете каркаса железобетонного здания.... | 70 |

Безопасность зданий и сооружений

| | |
|--|----|
| Домарова Е.В. Влияние жесткости усиленных этажей на динамические характеристики монолитного железобетонного каркасного здания при аварийных воздействиях..... | 75 |
| Расторгуев Б.С., Ванус Д.С. Оценка безопасности железобетонных конструкций при чрезвычайных ситуациях техногенного характера..... | 83 |

Архитектура и градостроительство

| | |
|--|----|
| Пчельников В.Н. Градостроительные предпосылки освоения узловых транспортных пространств..... | 90 |
|--|----|

Строительные материалы и технологии

| | |
|---|-----|
| Александров Е.Н. Снижение фоновой активности в помещениях при современных методах строительства..... | 95 |
| Головин Н.Г., Пахратдинов А.А. Прочность сжатых железобетонных элементов, изготовленных на щебне из бетона..... | 101 |

Информация для читателей

| | |
|---|-----|
| Книжное обозрение: В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, Н.Б. Андросова, А.С. Бухтиярова. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях..... | 107 |
|---|-----|

Журнал «Строительство и реконструкция» входит в Перечень ведущих рецензируемых научных журналов и изданий, в которых
должны быть опубликованы основные 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.

№6 (56) 2014
(November-December)

BUILDING AND RECONSTRUCTION

The founder – federal state budgetary educational institution of the higher
vocational training
«State University – Educational-Science-Production Complex»
(State University ESPC)

Editorial council:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Editor-in-chief

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

Editor-in-chief assistants:

Danilevich D.V. Candidat Sc. Tech., Assis-
tant Prof.

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

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

Editorial committee

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Sergeychuk O.V. Doc. Sc. Tech., Prof. (Ukraine)

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

Sikora Z. Doc. Sc. Tech., Prof. (Poland)

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

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

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

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

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

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

Responsible for edition:

Solopov S.V. Candidat Sc. Tech

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

Journal is registered in Russian federal service
for monitoring communications, information
technology and mass communications
The certificate of registration:
ПН № ФС77-47354 from 03.04.11 г.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossii»
86294

© State University ESPC, 2014

Contents

Theory of engineering structures.

Building units

| | |
|---|----|
| Almazov V. The problems of progressive collapse..... | 3 |
| Bedov A., Balakshin A., Voronov A. Reasons of emergency situations in multilayer masonry wall enclosure structures of residence buildings..... | 11 |
| Bukhtiyarova A., Kolchunov V., Rypakov D., Filatova S. Research in survivability of residential and public buildings with a new structural system made of industrial panel-frame elements..... | 18 |
| Danel V. Rigidity joints concrete elements intersect rebar in tension and shear..... | 25 |
| Lapshinov A., Mikhalev N. Improving the fire resistance of metal structures when exposed to high temperatures..... | 30 |
| Istomin A. Strength of concrete in local compression according to Russian standards and Eurocode 2..... | 34 |
| Karzov A. Analysis methods of calculation loads ceiling formworks..... | 39 |
| Klimov A. Monitoring of bearing reinforced concrete structures unique buildings in Moscow..... | 46 |
| Malakhova A., Mukhin M. Detached reinforced concrete underground cellar as part of buildings private estates on the relief..... | 53 |
| Nguyen Cheong Tam. Vibration of the surface of elastic half-space under moving load..... | 58 |
| Silantyev A. Appointment of thickness flat girderless floor slabs punching conditions..... | 66 |
| Tamrazyan A., Avetisyan L. Accounting of specialty fire impact resistance of reinforced concrete columns in the calculation of reinforced concrete building's frame..... | 70 |

Building and structure safety

| | |
|---|----|
| Domarova E. Stiffening effect gain floors on performance monolithic reinforced concrete frame buildings accidental effects..... | 75 |
| Rastorguev B., Vanus D. Safety assessment of reinforced concrete structures in technogenic emergencies..... | 83 |

Architecture and town-planning

| | |
|--|----|
| Pchelnikov V. Urban prerequisites of development nodal transport areas..... | 90 |
|--|----|

Construction materials and technologies

| | |
|---|-----|
| Alexandrov E. Reduce background activity room with modern methods of construction..... | 95 |
| Golovin N., Pahratdinov A. The strength of the compressed concrete elements manufactured on the rubble of concrete..... | 101 |

Information for readers

| | |
|--|-----|
| Book review: Kolchunov V., N. Klyuyeva N., Androsova N., Bukhtiyarova A. The durability of buildings and constructions severe impacts..... | 107 |
|--|-----|

ПРОБЛЕМЫ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО РАЗРУШЕНИЯ

Опыт проектирования многоэтажных железобетонных каркасов показывает, что проблемы сопротивления аварийным воздействиям, в частности, прогрессирующему разрушению, продолжают сохранять актуальность. Последовательное приложение аварийных нагрузок может вызвать чрезмерное увеличение усилий в элементах каркаса. Это требует различных конструктивных и расчетных мер, снижающих возможные расходы на увеличение несущей способности конструкций.

Ключевые слова: прогрессирующее разрушение, внезапное повреждение узлов, проектирование каркаса, живучесть, двухпролетная рама, нить, провис.

В последнее время стало очевидным противоречие между стремлением повысить безопасность строительной продукции – зданий и сооружений различного назначения, и сохранить экономические показатели, достигнутые ранее при строительстве таких объектов.

Опыт показал, что строительство на основе действующих ГОСТов и СНиПов (СП) является надежным и безопасным в рамках противодействия полученным на основе вероятностной обработки и узаконенным величинам нормативных и расчетных нагрузок.

Тот же опыт, включая мировой, продемонстрировал в ряде случаев неспособность многих несущих конструкций противодействовать аварийным воздействиям, что в течение последних десятилетий сопровождается громкими и не очень широко известными авариями.

В СССР документом, который регулировал поведение проектировщика и строителя, был ГОСТ 27751-88 «Надежность строительных конструкций и оснований», п. 1.1 которого декларировал, что строительные конструкции и основания должны быть запроектированы таким образом, чтобы они обладали достаточной надежностью при возведении и эксплуатации с учетом, при необходимости, особых воздействий (например, в результате землетрясения, наводнения, пожара, взрыва).

Новая редакция этого документа [1] внесла существенные изменения и уточнения в положения ГОСТа по надежности. В частности, она отличается определенностью в формулировании расчетных ситуаций: установившейся, переходной и аварийной. Последняя соответствует исключительным условиям работы сооружения, которые могут привести к существенным социальным, экологическим и экономическим потерям.

Новый ГОСТ определяет, что «расчет на прогрессирующее обрушение при действии особых нагрузок проводится для зданий (жилых и офисных высотных зданий, торговых комплексов, подтрибунных конструкций и т.п.) 1-го (1а и 1б) уровня ответственности, если не предусмотрены другие мероприятия, исключающие их прогрессирующее обрушение».

Это положение находится в полном соответствии с требованиями Градостроительного Кодекса РФ и Технического Регламента РФ (Закон №384 РФ).

Таким образом, сегодня достаточно определенным оказывается предмет обсуждения.

Уровень ответственности зданий и сооружений, а также численные значения коэффициента надежности по ответственности устанавливаются генпроектировщиком по согласованию с заказчиком в задании на проектирование или в специальных технических условиях.

Кроме того, в этом документе отмечено, что для разных конструктивных элементов допускается устанавливать различные уровни ответственности и, соответственно, назначать различные значения коэффициента надежности по ответственности.

В работах [2, 3], как и во множестве других работ, посвященных анализу поведения конструкций, в первую очередь, многоэтажных каркасов, выводы и рекомендации даются на

основании моделирования и дальнейшего расчета для какой-либо одной аварийной нагрузки. Ею может быть внезапное удаление одной из колонн несущего каркаса здания или взрыв газовой смеси в одном из помещений того же здания. В этой работе изучены последствия равновероятного удаления крайней, средней или промежуточной колонны. Как и следовало ожидать, проектирование каркаса при расчете на эксплуатационное и аварийное нагружение методически и по величинам усилий в элементах этого каркаса достаточно серьезно отличается от результатов, которые основаны только на учете эксплуатационных воздействий. Этот хорошо известный факт подтвержден на примерах плоской и пространственной рам.

Установлено, что существенное увеличение усилий в элементах одноэтажных рам распространяется на зону, ограниченную двумя ячейками в любую сторону от поврежденной колонны.

В предлагаемой статье рассмотрена подобная задача. Теперь в раме, помимо эксплуатационной нагрузки, может последовательно возникать аварийная нагрузка от взрыва газовой смеси и от удаления крайних и промежуточной колонн (рис. 1).

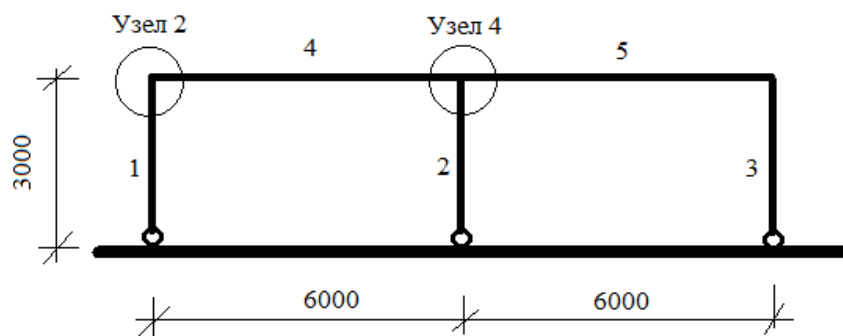


Рисунок 1 – Расчетная схема рамы

Система содержит 3 вертикальных (1-3) и два (4 и 5) горизонтальных стержня, образующих 6 узлов, из которых представляют интерес узел 2 и узел 4. В силу симметрии, кроме этих двух узлов, внимание будет уделено трем стержням: 1, 2 и 4. Узлы сопряжения ригелей и стоек – жесткие, узлы опирания стоек на фундамент – шарнирные.

Эксплуатационная нагрузка: вертикальная на ригели 4 и 5 – 1 т/м.

Аварийные нагрузки:

- при удалении колонны 1 или 3;
- при удалении колонны 2;
- при взрыве газовой смеси в помещении над ригелем 5 (дополнительная вертикальная нагрузка – 3,5 т/м).

Усилия в ригеле и колоннах при внезапном удалении колонны определяется с учетом динамического воздействия, возникающего в движущихся элементах.

Нагрузка 3,5 т/м – условная. Она назначена, исходя из рекомендованной британским стандартом дополнительной нагрузки от взрыва бытового газа 3,5 т/м² и подтвержденной исследованиями, выполненными в МГСУ [4].

Результаты расчетов, выполненных в ПВК «Лира», показали, что в рассматриваемых элементах рамы каждый из аварийных случаев приводит к заметному увеличению усилий в стержнях.

При назначении уровня живучести рамы необходимо решить вопрос о том, какие аварийные воздействия могут стать источниками повреждений и привести к нарушению живучести всей системы.

Поэтому уместно ввести понятие ограниченной живучести (по аналогии с ограниченной выносливостью), присваивая каждой разновидности ограниченной выносливости соответствующий показатель.

В этой раме 2 узла и 4 примыкающих к ним стержня могут оказаться «критическими». При оценке живучести каждый из узлов и каждый стержень должен обладать свойствами

(M и N), чтобы любое из трех аварийных воздействий не привело к аварийной ситуации. В задаче о ПР возможно возникновение только одного аварийного случая (любого из трех) ибо в зависимости от условия защиты перед возникновением следующего случая требуется провести восстановительный ремонт.

Следовательно, каждый узел и стержень должен оказаться способным обеспечить неразрушимость.

В таблицах 1 и 2 приведены результаты расчетов рамы с учетом последовательного возникновения аварийных ситуаций. Наиболее существенные изменения возникают в ригелях, в которых при удалении средней колонны возникает положительный изгибающий момент в сечении над удаленной опорой, а при удалении крайней опоры в том же сечении возникает значительный отрицательный изгибающий момент. Менее ощутимыми являются увеличения осевых сил.

Таблица 1 – Значения моментов M и сил N в стержнях при учете динамики из-за внезапного удаления колонны

| Загружения. | Эксплуатация | | Удален средний стер. | | Удален крайний стер. | | Взрыв ГВС | |
|-------------------|----------------------|-----|----------------------|------|----------------------|-------|----------------------|----------|
| Усилия Стержни | M | N | M | N | M | N | M | N |
| 1 | -0,95 | 2,5 | -15,3 | -12 | 0 | 2,35 | -4,56 | -12,1 |
| 2 | 0 | -7 | 0 | 0 | -7,03 | -21 | -3,9 | -19,3 |
| 3 | -0,95 | -7 | -15,3 | -12 | -7,03 | 0 | 0,6 | (-12,1)* |
| 4 | $\frac{-0,95}{2,16}$ | 0,3 | $\frac{-15,3}{20,7}$ | -5,1 | $\frac{-36}{0}$ | 0 | $\frac{-12,9}{11,7}$ | -1,6 |
| 5 | $\frac{-0,95}{2,16}$ | 0,3 | $\frac{-15,3}{20,7}$ | -5,1 | $\frac{-29}{2,82}$ | -2,35 | $\frac{-9,0}{0,6}$ | -1,6 |

*) В силу симметрии рамы

Таблица 2 – Относительные значения моментов $|M|$ и сил $|N|$ в стержнях: $M/M_{\text{эксп}}$ при учете динамики из-за внезапного удаления стержней

| Загружение Стержни | Удален средний стержень | | Удален крайний стержень | | Взрыв ГВС | |
|-----------------------|-------------------------|---------------------|-------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Усилия | $M/M_{\text{эксп}}$ | $N/N_{\text{эксп}}$ | $M/M_{\text{эксп}}$ | $N/N_{\text{эксп}}$ | $M/M_{\text{эксп}}$ | $N/N_{\text{эксп}}$ |
| 1 | 16 | 4,9 | 0 | 1,2 | 4,8 | 4,8 |
| 2 | 1 | 0,9 | ∞ | 3 | ∞ | 2,75 |
| 3 | 16 | 1,7 | 3 | 0 | 0,6 | 4,8 |
| 4 | $\frac{16}{9,6}$ | -17 | $\frac{38}{\infty}$ | 0 | $\frac{13,6}{5,4}$ | 5 |
| 5 | $\frac{8}{9,6}$ | -17 | $\frac{29}{3,3}$ | 7,8 | $\frac{9,5}{0,3}$ | 5 |

Из таблиц 1 и 2 видно, что в одних случаях имеет значение кратность увеличения усилий при аварийном воздействии, а в других случаях – сама величина усилия. Характерно, что значительное увеличение моментов происходит при удалении колонн, а большее увеличение осевых сил возникает при взрыве газозвушной смеси.

На рисунке 2 показаны значения моментов и осевых сил в стержнях и узлах рамы при эксплуатационных нагрузках и после аварийного воздействия.

Рассмотренный пример имеет тестовый характер. Полученные результаты не следует рассматривать как всеобъемлющие. Однако они показывают, что аварийные ситуации могут привести к существенным изменениям в напряженно-деформированном состоянии рамы.

Эти изменения столь существенны, что ограничиться увеличением арматуры в ригелях до приемлемого процента армирования не удастся. Потребуется изменение размеров сечения ригеля и колонны.

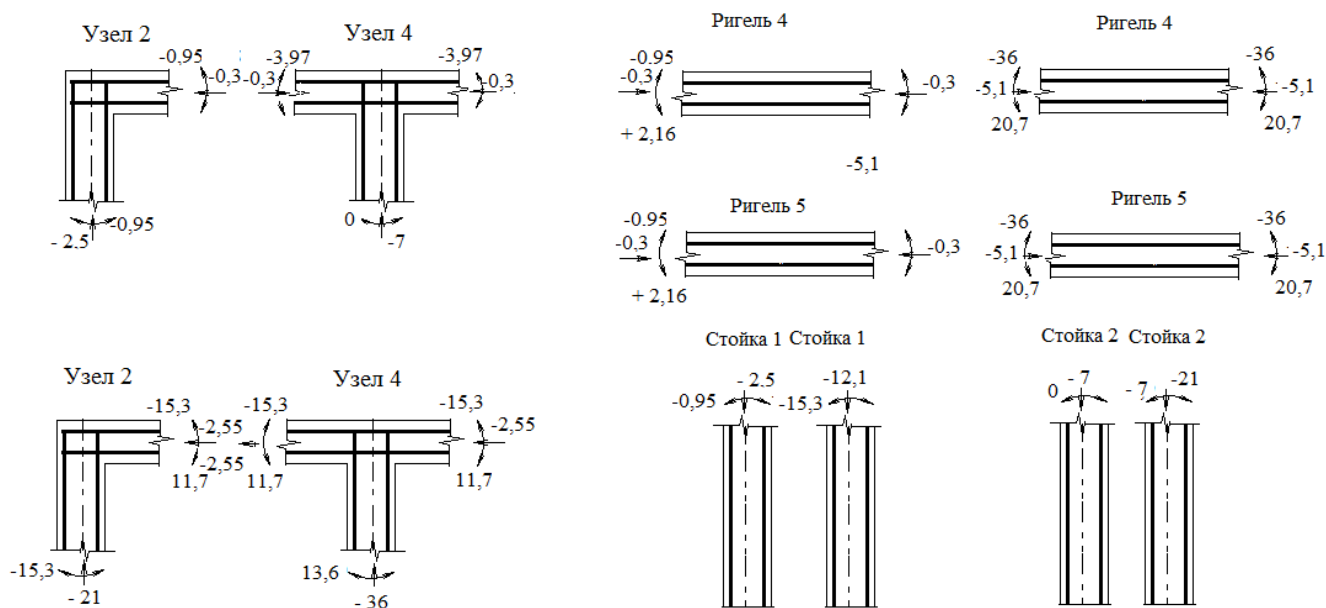


Рисунок 2 – Увеличение усилий в стержнях и узлах при расчете без аварийных воздействий и с учетом динамики последних

Увеличение усилий в ригелях и колоннах несущей рамы усугубляется наличием динамических эффектов, которые описаны в работе [5] и ряде других исследований.

Такая ситуация чаще всего не устраивает конструктора. Поэтому в настоящее время разработаны различные методы расчетного и конструктивного характера, предназначенные для снижения эффектов, возникающих при внезапных повреждениях узлов и элементов несущих каркасов многоэтажных зданий и большепролетных сооружений.

Ранее опыт проектирования высотных зданий показал, что в пределах 5-6 этажей максимальный момент в пролете над удаленной колонной практически не зависит от количества этажей. Однако при увеличении количества этажей момент возрастает в 3 и более раз (см. рис. 2).

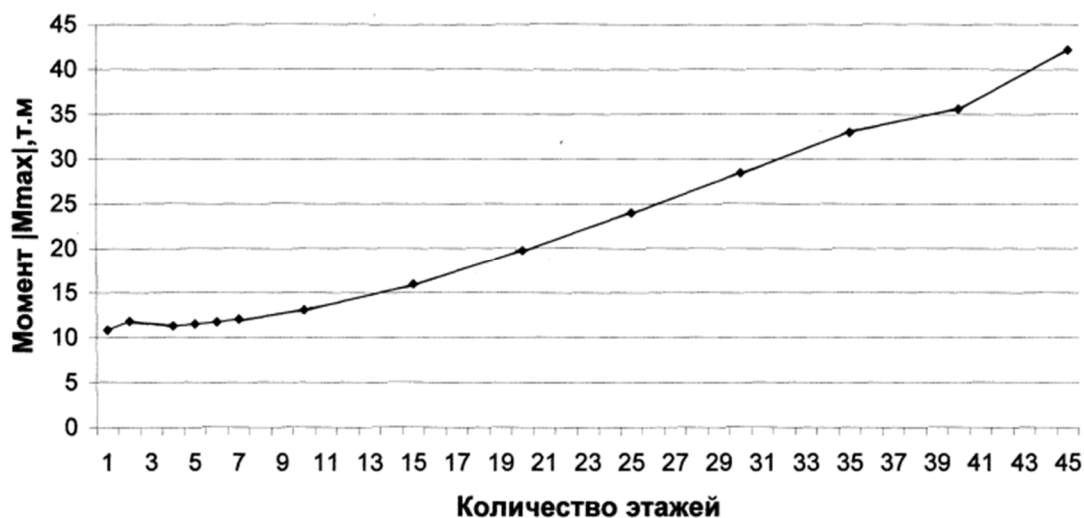


Рисунок 3 – Максимальный момент в пролете ригеля над удаленной колонной

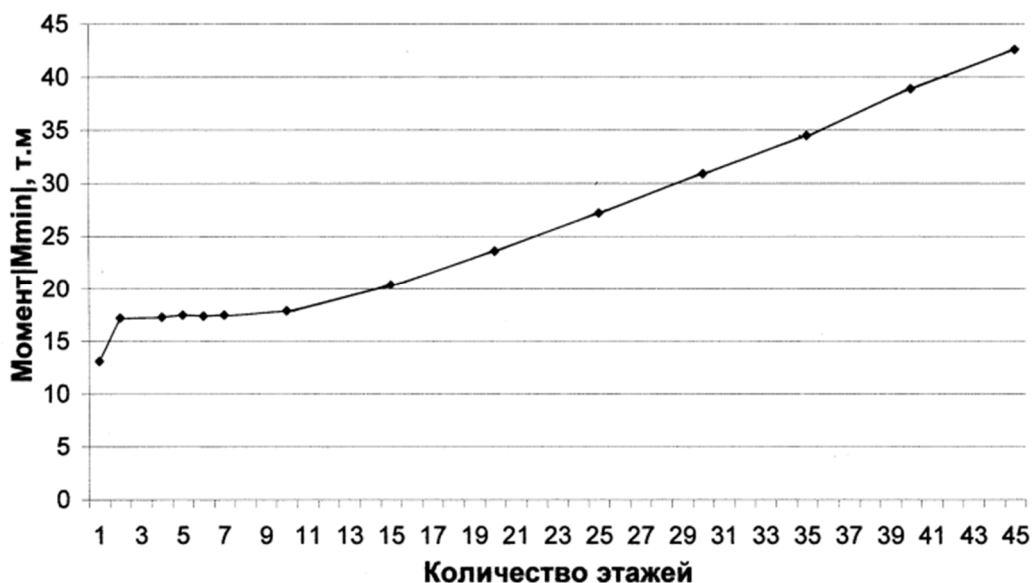


Рисунок 3 – Минимальный момент в пролете ригеля над удаленной колонной

Поэтому было выдвинуто предположение, что для достижения экономичного проектирования следует высотные каркасы выполнять с чередующимися связевыми этажами (рис. 4, а). На рисунке 4, б приведены варианты устройства связевых этажей из сплошных и проемных железобетонных диафрагм и стальных крестовых и порталных связей. Здесь же приведены отношения прогибов в месте средней стойки при наличии и отсутствии связевой системы.

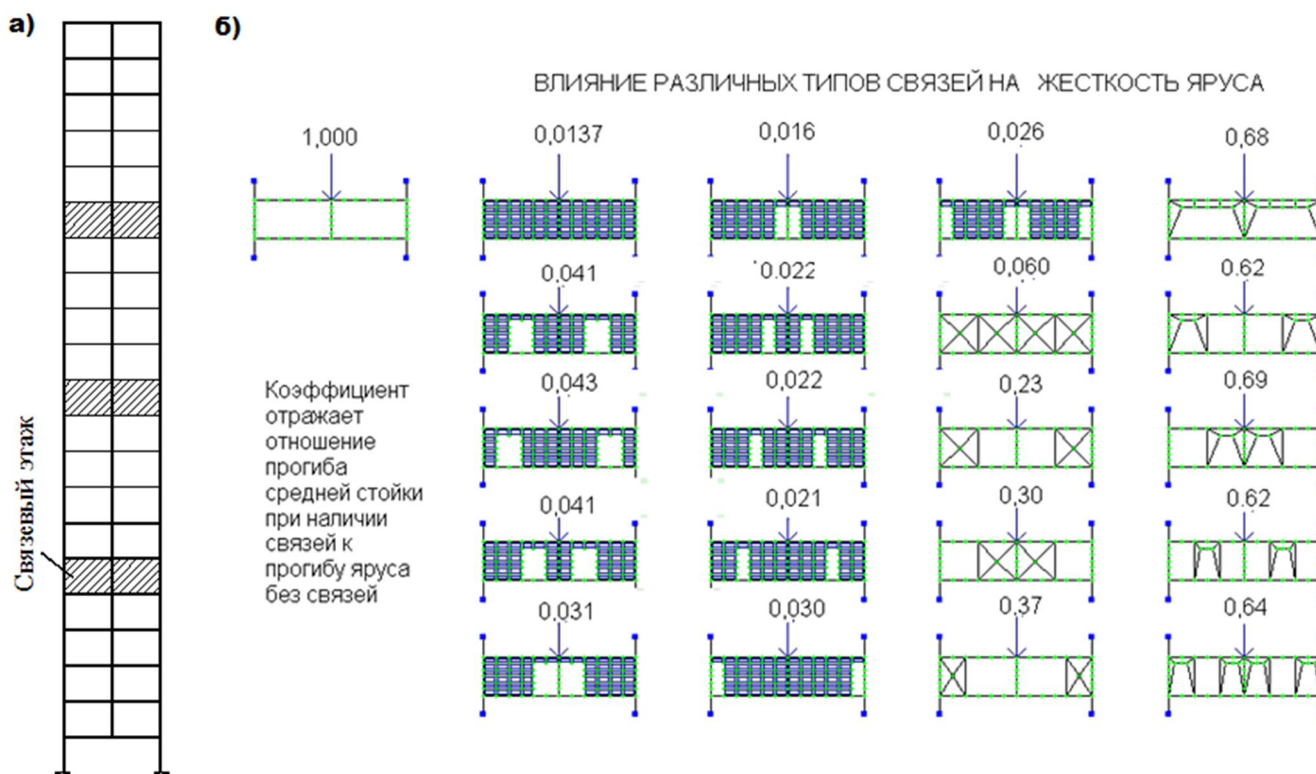


Рисунок 4 – Применение связевых этажей

Эффективность связевых этажей подтверждается сравнением графиков перемещений перекрытий над удаленной колонной и смежной колонной (рис. 5).

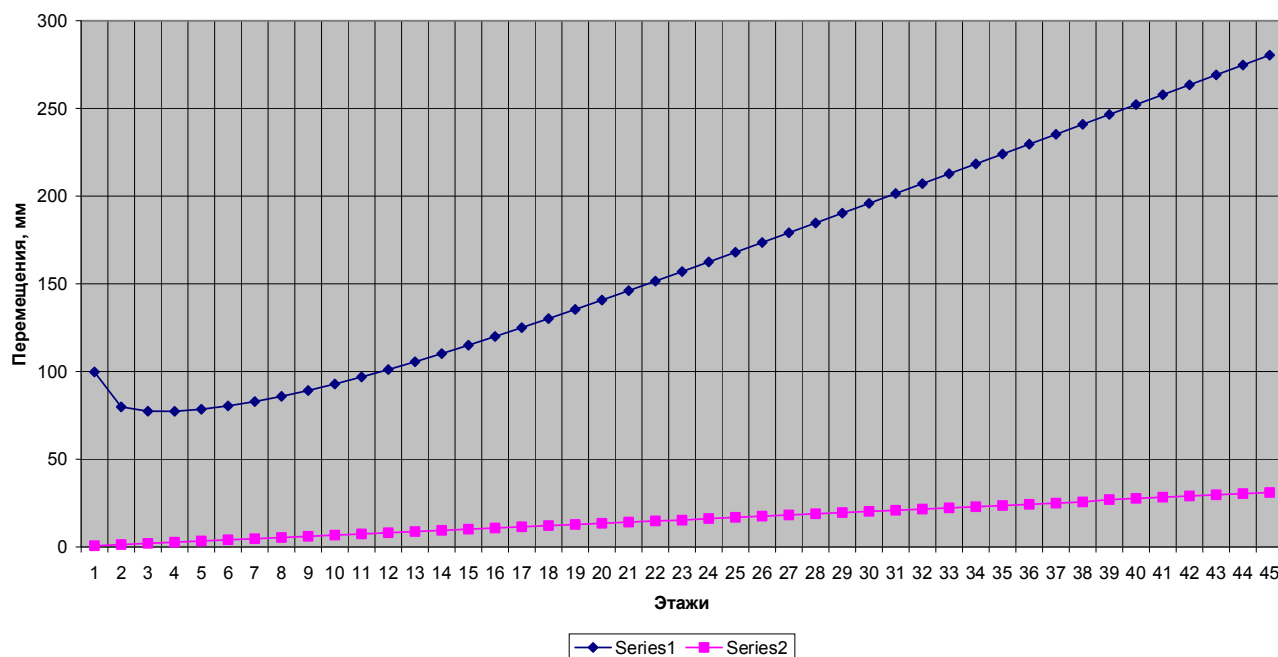


Рисунок 5 – Вертикальное перемещение над удаленной и смежной колоннами в каркасе без связевых этажей и со связевыми этажами.

Эффективность таких решений подтверждена многочисленными примерами возведения железобетонных и стальных каркасов, в которых через каждые 10-15 этажей рамного типа введен этаж связевого типа. Такие решения применены в некоторых зданиях московского «Сити» в виде системы 5-10-этажных рамных блоков над связевым этажом. В здании «Бурж Халифа» к связевому блоку «подвешивается» до 20 этажей. Подробное описание подобной конструкции, обозначенной авторами как система аутригеров, приведено в статье В.И. Травуша и Д.В. Кониной [6].

В связи с тем, что возможны два варианта взаимодействия рамных и связевых этажей возникает еще одна проблема – оценка преимущества подвешенных (рис. 6, а) или опирающихся (рис. 6, б) этажей.

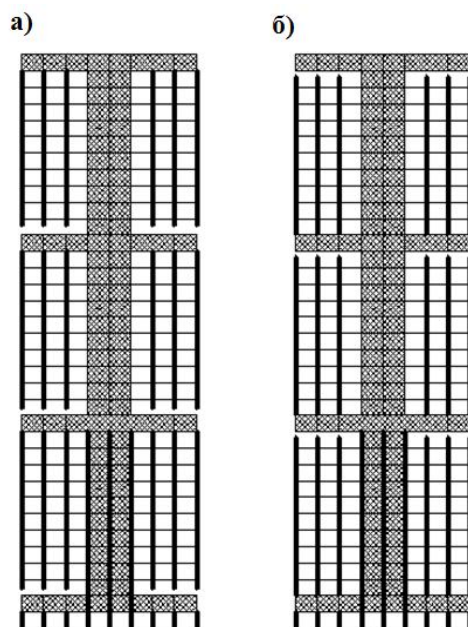


Рисунок 6 – Схемы с использованием перекрытий связевого типа и промежуточных этажей

Так в двухпролетных рамах после исключения нижней колонны подвешивание пятидесяти этажей к «связевому» этажу приводит к значительному удлинению колонн среднего ряда из-за образования в них трещин и, вследствие этого, к увеличению перемещений и прогибов ригелей. Поэтому более эффективно не подвешивать, а подпирают средний ряд колонн, чтобы уменьшить их деформации и за счет этого снизить перемещения и прогибы вышерасположенных ригелей. «Связевые» этажи в высотном здании должны обязательно эксплуатироваться, поскольку стоимость полезной площади в них очень высока и это покрывает затраты на усиление рамы при динамическом расчете. Очень эффективным может оказаться размещение «отстойников» для людей при пожарах на связевых этажах (такие предложения встречаются в американской литературе и в трудах НИИЖБ им. А.А. Гвоздева) при использовании горизонтальных диафрагм жесткости, дополняющих вертикальные связи сдвига, при пространственном расчете высотных зданий.

Приведенные в первой части статьи результаты расчетов рамы на действие аварийных нагрузок могут служить обоснованием для применяемого в ряде случаев решения, которое в западной литературе получило название «мостовая схема». Речь идет о том, что перекрытие над первым этажом – наиболее опасным в отношении террористических действий – целесообразно выполнять усиленным. Очевидно, что такое усиление приводит к меньшему эффекту перегрузки перекрытия при удалении одной из колонн. Отметим, что расчеты многоэтажного каркаса показывают, что удаление промежуточной колонны приводит к возникновению максимальных моментов не в перекрытии над первым этажом, а в перекрытии над вторым этажом. Поэтому при рассмотрении каркаса с «мостовыми» перекрытиями может оказаться целесообразным создание двух усиленных перекрытий: над первым и вторым этажами.

Как показал один из тестовых примеров расчета, при учете аварийной ситуации в средней колонне требуется увеличение армирования с 0,77% до 3,8%. В крайней колонне учет аварийной ситуации требует увеличения армирования с 0,6% до 5,82%.

Для уменьшения чрезмерного армирования применяют учет упругопластических деформаций, перераспределение усилий в сечениях ригеля, снижение коэффициента динамичности из-за развития пластических деформаций. В этом и многих других случаях экономичное решение достигается только путем перехода в постпредельное состояние изгибаемого элемента – превращения его в полноценную висячую систему [3, 5].

При утрате средней колонны арматура балки, работающая как нить с провисом 1,5 м, способна выдержать аварийную нагрузку и усилие в ней достигнет:

$$N_{\max} = \frac{ql^2}{8f} \sqrt{1 + 16 \frac{f^2}{l^2}} = 4,24q.$$

Для восприятия этой нагрузки достаточно арматуры с площадью: $A_{sh} = N_{\max} / R_{s,sh}$.

Приведенные в статье результаты исследований и соображения о конструктивных и расчетных путях не исчерпывают проблемы в целом. Требуются дальнейшие исследования для решения задач минимизации потерь при возникновении повреждений различного происхождения в каркасах высотных зданий и других объектах, которые могут подвергаться аварийным воздействиям.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ Р 54267-2010. Надежность строительных конструкций и оснований [Текст].
2. Алмазов, В.О. Сопротивление прогрессирующему разрушению – путь обеспечения безаварийности капитальных сооружений [Текст] / В.О. Алмазов // Бетон и железобетон – взгляд в будущее. III Всероссийская (II Международная) конференция по бетону и железобетону. – М.: 2014. – Т. II. – С. 13-24.
3. Алмазов, В.О. Сопротивление прогрессирующему разрушению: расчеты и конструктивные мероприятия [Текст] // Исследования по теории сооружений / В.О. Алмазов // Вестник ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 2009. – №1 (XXVI). – 179-193.
4. Комаров, А.А. Разрушения зданий при аварийных взрывах бытового газа [Текст] / А.А. Комаров // Журнал «Пожаровзрывобезопасность». – 2006. – №3.

5. Алмазов, В.О. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов [Текст] / В.О. Алмазов, Кхой Као Зуй. – М.: АСВ, 2013. – 128 с.
6. Травуш, В.И. Работа высотных зданий с применением этажей жесткости (аутригеров) / В.И. Травуш, Д.В. Конин // Вестник ТГАСУ. – 2009. – №2.
7. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse // Unified facilities criteria (UFC). Naval.
8. Facilities Engineering Command, U.S. Army Corps of Engineers, Air Force Civil Engineer Support Agency, 2005.

Алмазов Владлен Ованесович

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Доктор технических наук, профессор кафедры «Железобетонные конструкции»

Тел.: +7 (495) 605-01-34, +7 903 158 32 36

E-mail: v_almazov33@mail.ru

V. ALMAZOV

THE PROBLEMS OF PROGRESSIVE COLLAPSE

Experience in design of multi-story reinforced concrete structures shows that the problem of resistance to accidental impact, in particular, the progressive collapse, continue to be relevant. Consistent application of accidental crashing loads can cause an excessive increase in forces in the elements of the framework. This requires a different design and calculated measures to reduce the potential costs aimed to increase the bearing capacity of structures.

Keywords: *progressive collapse, of the sudden deterioration of nodes, designing the framework, robustness, dual span frame, thread, slack.*

BIBLIOGRAPHY

1. GOST R 54267-2010. Nadezhnost' stroitel'nyh konstrukcij i osnovanij [Текст].
2. Almazov, V.O. Soprotivlenie progressirujushhemu razrusheniju – put' obespechenija bezavarijnosti kapital'nyh sooruzhenij [Текст] / V.O. Almazov // Beton i zhelezobeton – vzgljad v budushhee. III Vserossijskaja (II Mezhdunarodnaja) konferencija po betonu i zhelezobetonu. – М.: 2014. – Т. II. – С. 13-24.
3. Almazov, V.O. Soprotivlenie progressirujushhemu razrusheniju: raschety i konstruktivnye meroprijatija [Текст] // Issledovaniya po teorii sooruzhenij / V.O. Almazov // Vestnik CNIISK im. V.A. Kucherenko. – М., 2009. – №1 (XXVI). – 179-193.
4. Komarov, A.A. Razrusheniya zdaniy pri avarijnyh vzryvah bytovogo gaza [Текст] / A.A. Komarov // Zhurnal «Pozharovzryvobezopasnost'». – 2006. – №3.
5. Almazov, V.O. Dinamika progressirujushhego razrusheniya monolitnyh mnogoetazhnyh karkasov [Текст] / V.O. Almazov, Khoj Kao Zuj. – М.: ASV, 2013. – 128 с.
6. Travush, V.I. Rabota vysotnyh zdaniy s primeneniem jetazhej zhestkosti (autrigerov) / V.I. Travush, D.V. Konin // Vestnik TGASU. – 2009. – №2.
7. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse // Unified facilities criteria (UFC). Naval.
8. Facilities Engineering Command, U.S. Army Corps of Engineers, Air Force Civil Engineer Support Agency, 2005.

V. Almazov

Moscow state construction university, Moscow

Doctor of technical sciences, professor of the department «Reinforced concrete structures»

Ph.: +7 (495) 605-01-34, +7 903 158 32 36

E-mail: v_almazov33@mail.ru

БЕДОВ А.И., БАЛАКШИН А.С., ВОРОНОВ А.А.

ПРИЧИНЫ АВАРИЙНЫХ СИТУАЦИЙ В ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ МНОГОСЛОЙНЫХ СИСТЕМ В МНОГОЭТАЖНЫХ ЖИЛЫХ ЗДАНИЯХ

Отражены несовершенства конструктивных решений стеновых ограждений, имеющих многослойную структуру, в многоэтажных жилых зданиях, которые приводили к неоднократным обрушениям облицовочного слоя из керамического кирпича, а также снижению теплотехнических характеристик наружных стен. Рассмотрены конструктивные решения жилых зданий с многослойными наружными стенами, в которых произошли обрушения, и причины их явившиеся. По результатам проведенных обследований даны рекомендации по их восстановлению. На основании результатов исследований подтверждена эффективность устройства двухслойных конструкций наружных стен с внутренним слоем из высокопустотных керамических камней и облицовочного слоя.

Ключевые слова: многослойные ограждающие конструкции, лицевой слой из кирпичной кладки, гибкие связи в каменной кладке, узел опирания облицовочного слоя кладки, деформационные швы в кладке, трещины в кладке.

В современной практике строительства каменные конструкции по-прежнему остаются актуальными, несмотря на ряд общепризнанных недостатков (в частности, высокая трудоемкость кладки из мелкоштучных материалов). Наряду с обеспечением требований по прочности и долговечности каменные конструкции стен должны обеспечивать высокое сопротивление теплопередаче, что потребовало совершенствования конструктивных решений ограждающих конструкций, в частности, при возведении многоэтажных жилых зданий [12]. В последние 12-15 лет достаточно широкое распространение получили их многослойные системы, включающие внутренний слой из каменной кладки (пустотелые керамические камни, камни из различных видов легких бетонов) или сборных железобетонных панелей, слой эффективного теплоизоляционного материала (минераловатные плиты, пенополистирольные плиты и т.п.) и внешний облицовочный слой из каменной кладки.

Из-за отсутствия достаточного опыта проектирования и возведения облегченных стен при строительстве многих зданий были допущены и, к сожалению, продолжают допускаться серьезные ошибки. Среди них следует отметить несоответствие требованиям норм армирования облицовочного слоя, недостаточная длина заведения арматурных сеток в облицовочный слой или недостаточное количество гибких связей, обеспечивающих связь с основным слоем, недостаточная длина опирания облицовочного слоя на плиты перекрытий или дополнительно устраиваемые опорные балки из сборных железобетонных элементов, отсутствие или недолжным образом выполненные деформационные швы, наличие трещин в узлах сопряжения торцевых стен с продольными и т.д.

В ряде случаев отмеченные несовершенства устройства стеновых ограждений многослойных систем приводило к обрушению облицовочного слоя, что потребовало совершенствования их конструктивных решений, в частности при возведении многоэтажных жилых зданий.

Несущей системой зданий, как правило, являются каркасная, стеновая или каркасно-стеновая из монолитного железобетона, а также стеновая с продольными и поперечными стенами из сборных железобетонных панелей, в которой наружные продольные стены многослойной системы выполняются из каменной кладки, а торцевые – только с устройством теплоизолирующего и облицовочного слоя, а роль внутреннего слоя выполняют сборные железобетонные панели торцевых поперечных стен здания.

Как правило, опирание ограждающих конструкций осуществляется с поэтажной разрезкой. При устройстве внутреннего слоя из каменной кладки применяют крупноформатные камни с пустотностью 48-52% или блоки из различного вида легких бетонов (ячеистого, пори-

зованного, газосиликатного и т.п.). Теплоизоляционный слой – из пеноплекса, пенополистирольных плит с рассечками из минераловатных плит у оконных и дверных проёмов или из минераловатных плит. Опираение всей многослойной системы ограждающих стен осуществляется на приконтурные (консольные) участки монолитных железобетонных плит перекрытий с обвязочными балками (поясами) по их периметру при несущей системе здания из монолитного железобетона или на опорные балки из сборных железобетонных элементов, соединяемых со сборными плитами перекрытий и панелями стен с помощью сварки закладных деталей.

Связь между внутренним слоем кладки или сборными железобетонными панелями и облицовочным слоем осуществляется с помощью гибких связей, выполняемых из арматурных стержней классов В500, А240, А400 с антикоррозионным покрытием (иногда из перфорированной стальной ленты) и кладочных сеток.

Практика эксплуатации зданий (в основном жилых) с описанными конструктивными системами ограждающих конструкций показала, что по различным причинам в ряде случаев они оказывались ненадёжными, не отвечающими требованиям как по комфортности для проживающих, так и по безопасности, в частности, приводящей к обрушениям облицовочного слоя на локальных участках стен. Локальные обрушения облицовочного слоя или возникновение аварийных ситуаций происходили по истечении 1-3 лет после сдачи зданий в эксплуатацию (рис. 1).



Рисунок 1 – Общие виды стен жилых домов после обрушения участка облицовочного слоя

Здания 13-17-этажные 2-7-секционные возведены в городах ближнего Подмосковья. Два из них построены по типовым сериям В-«2000» (ГУП КБ им. А.А. Якушева) и 111М (ОАО «ЦНИИЭП жилища») [10, 11]. Несущие конструктивные системы зданий схожи и выполнены из сборных железобетонных внутренних поперечных и продольных стеновых панелей, перекрытия – из сборных многпустотных плит. Шаг поперечных стен 3,0-4,5 м. Фундаменты – монолитные железобетонные плиты толщиной 600, 700 мм. Проект 13-15-этажного здания разработан ООО «Партнёр» с несущей системой в виде монолитного железобетонного каркаса с вертикальными пилонами и стенами лестнично-лифтовых узлов, объединённых дисками монолитных железобетонных перекрытий и покрытия.

Близким по конструктивному исполнению несущей системы является здание с продольными и поперечными сборно-монолитными рамами, состоящими из сборных железобетонных колонн, ригелей и плит с омоноличиванием узлов их сопряжений и ядра жёсткости из монолитного железобетона. По периметру перекрытий и покрытия устроен монолитный желе-

зобетонный пояс, на котором возведено стеновое ограждение.

Несмотря на то, что проекты зданий разрабатывались разными проектными организациями, конструктивные решения торцевых стен зданий из сборных железобетонных элементов (рис. 1) и всех наружных стен зданий со сборно-монолитной и монолитной железобетонными несущими системами аналогичны (рис. 2). В первом случае облицовочный слой толщиной 120 мм в соответствии с проектом опирается на опорные балки на 80-90 мм и, соответственно, с консольным свесом 30-40 мм, во втором – на консольные свесы монолитных плит перекрытий с опиранием на 50 мм и консольным свесом за грань плит 70 мм. Гибкие связи в проектах предусматривались из стальных оцинкованных стержней, установленных в швах кладки, в которых укладывались кладочные сетки, как правило, не менее четырёх на высоту этажа, также предусматривалось устройство горизонтальных деформационных швов в уровне примыкания стенового ограждения к вышерасположенным перекрытиям. Крепление утеплителя к внутреннему слою из каменной кладки или из сборных железобетонных панелей в проектах предусматривалось не во всех случаях.

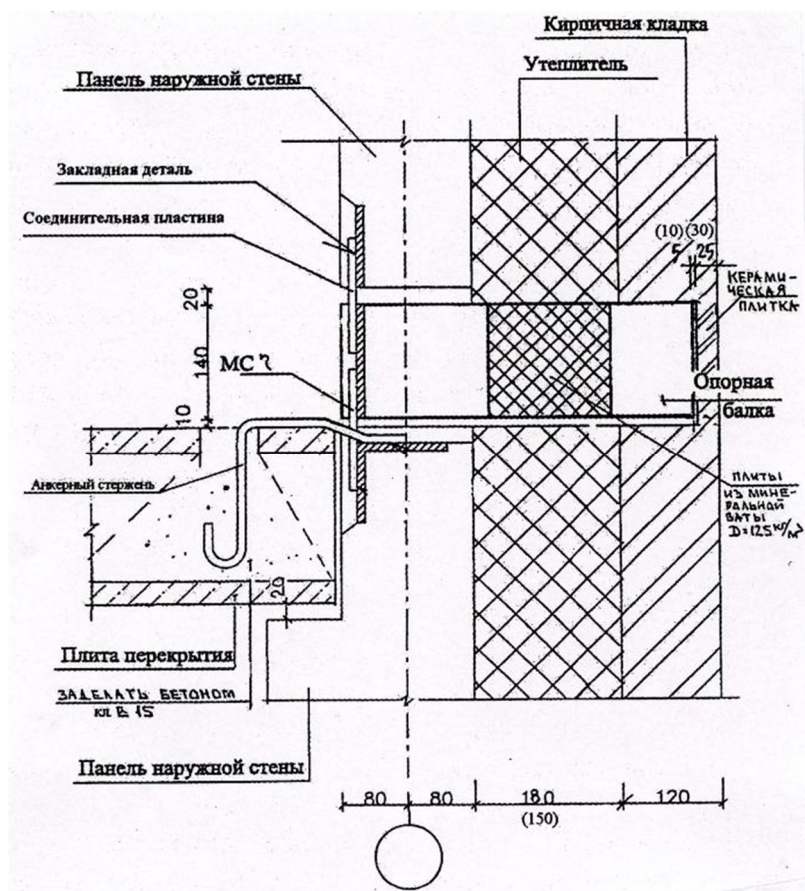


Рисунок 2 – Конструктивное решение наружных торцевых стен в сборном варианте несущей системы зданий

При обследовании основных несущих конструкций зданий дефектов, повреждений и каких-либо негативных факторов, которые могли бы привести к обрушениям облицовочного слоя или возникновению аварийного состояния, выявлено не было. В целом техническое состояние элементов несущей системы зданий было оценено как работоспособное.

Что касается облицовочного слоя, то при обследованиях были выявлены следующие отступления от проектов и дефекты выполнения строительно-монтажных работ:

– укладка теплоизоляционного слоя с разрывами, замена жёстких минераловатных плит на полужёсткие и мягкие, что приводило к его оседанию при отсутствии фиксации к внутреннему слою стен, и, как следствие, общему снижению сопротивления стен паропроницанию и теплопередаче;

– наличие повреждений в виде сколов с обнажением рабочей арматуры и снижением несущей способности сборных железобетонных элементов опорных балок, проявившихся ещё при выполнении строительного-монтажных работ (рис. 3);



Рисунок 3 – повреждение сборных железобетонных элементов опорных балок

– отступление от проектных требований по расположению и требуемому поперечному сечению гибких связей и кладочных сеток, а в отдельных случаях – полное отсутствие гибких связей на высоту 1-го – 4-х этажей. Отсутствие кладочных сеток в швах кладки по углам зданий в сопряжениях кладки взаимоперпендикулярных стен приводило к образованию вертикальных трещин с шириной раскрытия до 5 мм и протяжённостью на высоту до 3-х этажей (рис. 4);

– отсутствие горизонтальных деформационных швов в примыкании стенового ограждения каждого из этажей к вышележащим перекрытиям (рис. 5);

– ненадёжное крепление стальных гибких связей к железобетонным стеновым панелям при помощи дюбелей;

– недостаточное опирание кирпичной кладки облицовочного слоя на опорные балки из сборных элементов в уровне перекрытий или на консольные свесы монолитных плит перекрытий, составлявшее в ряде случаев 40-50 мм, при проектном значении 70-80 мм, хотя и указанная длина проектного опирания принята недопустимо заниженной. Встречались случаи, когда кладка облицовочного слоя в уровне отдельных перекрытий вообще не имела опирания, примыкая к ним лишь сбоку, что приводило к увеличению её гибкости с одновременным увеличением эксцентриситета нагрузки от собственного веса при наличии отклонений от вертикали и перенапряжению кладки (рис. 6);



Рисунок 4 – Вертикальные трещины в угловых зонах кирпичной кладки облицовочного слоя



Рисунок 5 – Отслоение лещадок кирпичей кладки облицовочного слоя вследствие отсутствия горизонтальных деформационных швов



Рисунок 6 – Недостаточное опирание кирпичной кладки облицовочного слоя на опорные балки

– имели место многочисленные дефекты и отклонения от требований норм для каменных конструкций, а именно: неполное заполнение швов кладки раствором; превышение допустимой толщины швов; негоризонтальность рядов; наличие неровностей на вертикальной поверхности кладки; отсутствие сливов на поясах, у эркеров; вогнутая форма расшивки швов; недостаточное сцепление кирпича с раствором и т.п.

Следует отметить, что обрушения облицовочного слоя чаще всего происходили в середине весны, когда перепад температуры наружной поверхности в течение суток максимален. Это свидетельствует о том, что имело место линейное температурное расширение кладки, выполненной без разрезки в уровне перекрытий с надлежащим устройством деформационных швов.

Кроме существенных нарушений, допущенных при возведении облицовочных слоёв, снижению их эксплуатационных показателей способствовали и принятые проектные решения, которые не учитывали возможных реальных отклонений, имеющих место при монтаже сборных железобетонных конструкций или устройстве монолитных перекрытий.

Опыт применения при возведении многих зданий на территории Московской области варианта исполнения кладки облицовочного слоя с опиранием его на опорные элементы перекрытий на 2/3 его ширины (~80 мм) показывает, что выполнение его в точном соответствии с проектным решением в построечных условиях практически нереально.

О низком качестве строительно-монтажных работ свидетельствует и наличие следующих дефектов: отсутствие антикоррозионной защиты стальных закладных и соединительных деталей и сварных швов; некачественное заполнение межпанельных растворных швов при сборном варианте несущей системы здания и отклонения в положении сборных железобетонных элементов внутренних стен, в том числе торцевых, являющихся внутренним слоем ограждающих конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ищук, М.К. Причины дефектов наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки [Текст] / М.К. Ищук // Жилищное строительство. – 2008. – №3. – С. 28-31.
2. Тавкин, А.А. Основные причины аварий зданий и сооружений [Текст] / А.А. Тавкин // Предотвращение аварий зданий и сооружений: сетевой журнал. url: <http://www.pamag.ru/journal> (дата обращения: 26.04.2011).
3. Ищук, М.К. Проблемы норм по проектированию каменных конструкций [Текст] / М.К. Ищук // Строительные материалы. – 2010. – №4. – С. 15-19.
4. Соколов, Б.С. Комплексные исследования прочности пустотелопоризованных керамических камней и кладок при сжатии [Текст] / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков, К.А. Фабричная // Вестник гражданских инженеров СПб ГАСУ. – 2012. – №5 (340). – С. 65-71.
5. Комов, В.М. Энергоэкономичные кирпичные стены для жилых зданий [Текст] / В.М. Комов, А.И. Ананьев // Жилищное строительство. – 2000. – №1. – С. 44-46.
6. Brick and block cavity wall // International Masonry Institute / Masonry detailing series. – 2007.
7. Павлова, М.О. Оценка надежности проектных решений многослойных наружных стен зданий с кирпичной облицовкой [Текст] / М.О. Павлова, А.А. Захаров // Промышленное и гражданское строительство. – №3. – С. 38-40.
8. Rots J.G. Numerical simulation of cracking in structural masonry / J.G. Rots // Heron. – 1991. – №3 (2). – Pp. 49-63.
9. Ziccyini A. Mechanics of masonry in compression. Result from a homogenization approach / A. Zuccyini, P.B. Lourenco // Computers and structures. – 85 (2007). – Pp. 193-204.
10. Серия В-«2000». Блок-секция 17-этажная 64-квартирная рядовая [Текст]. – ГУП КБ по архитектурно-строительным системам и новым технологиям им. А.А. Якушева. – М., 2000.
11. Серия 111м. Жилые дома и блок-секции для повторного применения при строительстве в г. Москве и Московской области (Жилище I категории) [Текст]. – ЦНИИЭП жилища. – М., 2002.
12. Грановский, А.В. Современная кладка стен из крупноформатных блоков пустотностью более 50% на клеевых растворах [Текст] / А.В. Грановский, Е.Ю. Кондратьева // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – М.: РУДН. – 2013. – №4. – С. 76-80.

Бедов Анатолий Иванович

Московский государственный строительный университет, г. Москва
Кандидат технических наук, профессор
E-mail: gbk@mgsu.ru

Балакшин Андрей Сергеевич

ГУП МО «МОСОБЛСТРОЙЦНИЛ», Московская область
Первый заместитель директора
E-mail: andrey.balakshin@gmail.com

Воронов Александр Алексеевич

ГУП МО «МОСОБЛСТРОЙЦНИЛ», Московская область
Заместитель директора
E-mail: alex-gip@yandex.ru

A. BEDOV, A. BALAKSHIN,
A. VORONOV

REASONS OF EMERGENCY SITUATIONS IN MULTILAYER MASONRY WALL ENCLOSURE STRUCTURES OF RESIDENCE BUILDINGS

In this article are discussed defects of structure concept of facing walls with multilayer construction in multi-storey buildings, leaded to repeated failures of facing masonry layer and reduced thermotechnical characteristics of walls enclosure. Reviewed structural concept of residence buildings with multilayer wall enclosure, where collapse happened and their reasons. Recommendations for reconstruction were elaborated. Based on investigations, it was confirmed the efficiency of double layer wall structure with inside layer of high-voided ceramic brick and outside facing layer.

Keywords: multilayer enclosure structure, facing layer of masonry construction, flexible links in masonry construction, support joint of masonry's facing layer, construction joints in masonry construction, cracks in masonry construction.

BIBLIOGRAPHY

1. Ishhuk, M.K. Prichiny defektov naruzhnyh sten s licevym sloem iz kirpichnoj kladki [Tekst] / M.K. Ishhuk // Zhilishhnoe stroitel'stvo. – 2008. – №3. – S. 28-31.
2. Tavkin', A.A. Osnovnye prichiny avariij zdaniy i sooruzhenij [Tekst] / A.A. Tavkin' // Predotvrashhenie avariij zdaniy i sooruzhenij: setevoy zhurnal. url: <http://www.pamag.ru/journal> (data obrashheniya: 26.04.2011).
3. Ishhuk, M.K. Problemy norm po proektirovaniyu kamennykh konstrukcij [Tekst] / M.K. Ishhuk // Stroitel'nye materialy. – 2010. – №4. – S. 15-19.
4. Sokolov, B.S. Kompleksnye issledovaniya prochnosti pustoteloporizovannykh keramicheskikh kamnej i kladok pri szhatii [Tekst] / B.S. Sokolov, A.B. Antakov, K.A. Fabrichnaja // Vestnik grazhdanskikh inzhenerov SPb GASU. – 2012. – №5 (340). – S. 65-71.
5. Komov, V.M. Jenergojekonomichnye kirpichnye steny dlja zhilyh zdaniy [Tekst] / V.M. Komov, A.I. Anan'ev // Zhilishhnoe stroitel'stvo. – 2000. – №1. – S. 44-46.
6. Brick and block cavity wall // International Masonry Institute / Masonry detailing series. – 2007.
7. Pavlova, M.O. Ocenka nadezhnosti proektnyh reshenij mnogoslojnyh naruzhnyh sten zdaniy s kirpichnoj oblicovkoj [Tekst] / M.O. Pavlova, A.A. Zaharov // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – №3. – S. 38-40.
8. Rots J.G. Numerical simulation of cracking in structural masonry / J.G. Rots // Heron. – 1991. – №3 (2). – Pp. 49-63.
9. Ziccyini A. Mechanics of masonry in compression. Result from a homogenization approach / A. Zuccyini, P.B. Lourenco // Computers and structures. – 85 (2007). – Pp. 193-204.
10. Serija V-«2000». Blok-sekcija 17-jetazhnaja 64-kvartirnaja rjadovaja [Tekst]. – GUP KB po arhitekturno-stroitel'nym sistemam i novym tehnologijam im. A.A. Jakusheva. – M., 2000.
11. Serija 111m. Zhilye doma i blok-sekcii dlja povtornogo primenenija pri stroitel'stve v g. Moskve i Moskovskoj oblasti (Zhilishhe I kategorii) [Tekst]. – CNIIJeP zhilishha. – M., 2002.
12. Granovskij. A.V. Sovremennaja kladka sten iz krupnoformatnyh blokov pustotnost'ju bolee 50% na kleevyh rastvorah [Tekst] / A.V. Granovskij, E.Ju. Kondrat'eva // Stroitel'naja mehanika inzhenernykh konstrukcij i sooruzhenij. – M.: RUDN. – 2013. – №4. – S. 76-80.

A. Bedov

Moscow state construction university, Moscow
Candidate of technical sciences, professor
E-mail: gbk@mgsu.ru

A. Balakshin

ГУП МО «МОСОБЛСТРОЙЦНИЛ», Moscow region
First deputy director
E-mail: andrey.balakshin@gmail.com

A. Voronov

ГУП МО «МОСОБЛСТРОЙЦНИЛ», Moscow region
Deputy director
E-mail: alex-gip@yandex.ru

БУХТИЯРОВА А.С., КОЛЧУНОВ В.И.,
РЫПАКОВ Д.А., ФИЛАТОВА С.А.

ИССЛЕДОВАНИЯ ЖИВУЧЕСТИ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ С НОВОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМОЙ ИЗ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ПАНЕЛЬНО-РАМНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Приведены результаты численных исследований живучести новой ресурсо-энергосберегающей конструктивной системы жилых и общественных зданий из индустриальных элементов. Используются многоуровневые расчетные схемы для оценки изменения силовых потоков и динамических догрузок в элементах каркасов рассматриваемых зданий. Приведены результаты численного анализа напряженного состояния ригелей и платформенных стыков для исследования конструктивной системы при проектных нагрузках и запроектном воздействии с учетом различных предложений оценки динамических догрузок.

Ключевые слова: конструктивная система, живучесть, динамическое догружение, напряженное состояние.

В последние два десятилетия в строительной отрасли страны создано значительное количество различных архитектурно-конструктивных систем жилых и общественных зданий. Основное внимание при их создании уделялось вопросам архитектурно-планировочных решений, вопросам энергосбережения, безопасности и экологичности применяемых материалов. В то же время при разработке конструктивных систем недостаточно полно решаются задачи экспериментально-теоретического обоснования конструктивной безопасности в условиях все усложняющихся видов и увеличения интенсивности природных и техногенных воздействий. Как результат – лишь незначительное число вновь созданных конструктивных систем зданий отвечают комплексному решению проблем энергоэффективности, конструктивной и экологической безопасности. Особую актуальность приобретает решение таких задач применительно к зданиям и сооружениям с высоким уровнем ответственности, а также зданиям, эксплуатация которых связана с постоянным пребыванием в них значительного количества людей.

В данной статье приведены результаты численных исследований живучести новой ресурсо-энергосберегающей конструктивной системы жилых и общественных зданий из индустриальных элементов, обеспечивающей комплексное решение обозначенных проблем строительной отрасли. Техническое решение такой конструктивной системы предложено и разработано Юго-Западным государственным университетом и Орловским академцентром РААСН [1-3].

В этой конструктивной системе остов здания (рис. 1) состоит из продольных и поперечных несущих панелей-рам 1, соединенных между собой по высоте не менее чем в двух местах по закладным элементам 8 и опирающихся на сборно-монолитный участок 7 нижележащего ригеля панели-рамы и панелей перекрытия 2 посредством платформенного стыка, наружных самонесущих стен 5, опирающихся на несущий обвязочный ригель с терморазъемами 4 или на плиты перекрытия 3 с перфорированным краем.

Оценка конструктивной безопасности предложенной системы была выполнена как с позиций требований предельных состояний (проектный расчет), так и в запредельных состояниях, вызванных внезапным исключением одного из ключевых несущих элементов (запроектный расчет).

При этом использованы многоуровневые расчетные схемы (рис. 2). На первом этапе расчет всего каркаса (см. рис. 2, а, б) был выполнен по расчетной схеме первого уровня с помощью расчетного комплекса SCAD на проектные нагрузки, принятые по требованиям норм [4]. На втором этапе расчетная схема представляла собой выделенный методом декомпозиции пространственный фрагмент каркаса здания в виде системы перекрестных рам (см. рис. 2, в) и

рассчитанный на усилия, полученные из расчета всей конструктивной системы и нагрузки, приложенные непосредственно на элементы самого фрагмента. На третьем этапе с использованием так называемых физических и расчетных моделей сопротивления (ФМС) [5], были определены параметры предельных состояний первой и второй групп для соответствующих зон фрагмента железобетонного каркаса (зоны наклонных трещин, зона нормальных трещин и узловая зона пересечения ригелей между собой и с колоннами (см. рис. 2, з)). Расчет ФМС производился на усилия M , Q и N , полученные из расчета фрагмента каркаса по расчетной схеме второго уровня. В качестве расчетных схем третьего уровня при расчете ригеля по нормальным и наклонным сечениям были использованы аналитические модели, приведенные в работах [2, 6].

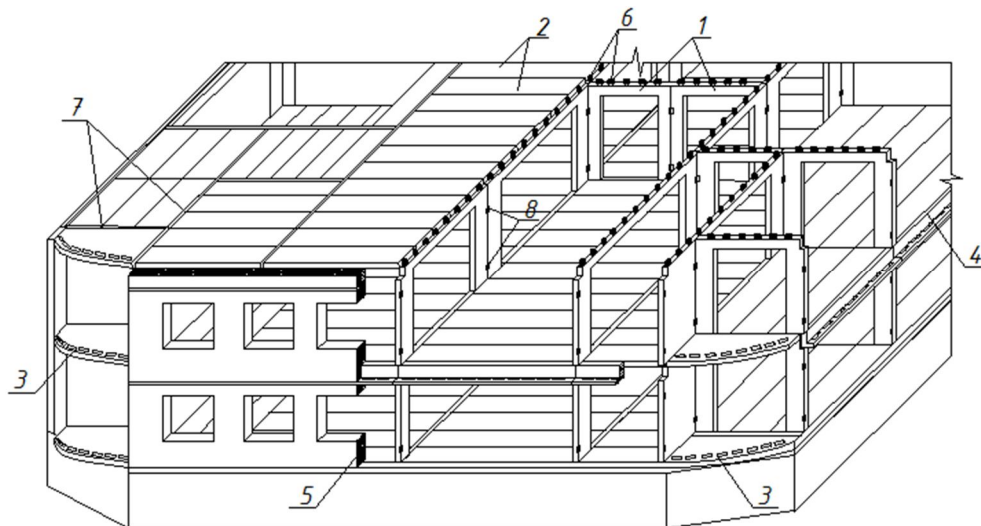


Рисунок 1 – Схема здания со смешанной сборно-монолитной конструктивной системой из панельно-рамных несущих элементов промышленного изготовления:

1 – продольные и поперечные панели-рамы; 2 – плиты перекрытия; 3 – плиты перекрытия с перфорированным краем; 4 – ригели с терморазъемами; 5 – наружные самонесущие на 1 этаж стены; 6 – арматурные выпуски; 7 – бетон замоноличивания; 8 – связи между панелями

По расчетным схемам третьего уровня рассчитывался платформенный стык панелей рам и панелей перекрытий (рис. 3). Для моделирования стыка использовались плосконапряженные конечные элементы. При этом была учтена различная прочность бетона сборных конструкций и бетона замоноличивания.

Запроектное воздействие моделировалось внезапным выключением из работы центральной колонны. Динамический эффект такой структурной перестройки согласно [7] моделировался приложением к вторичной расчетной схеме (схеме, полученной после исключения центральной колонны) вертикальной сосредоточенной нагрузки равной по величине продольной сжимающей силе в колонне, полученной из проектного расчета фрагмента ($N=1295$ кН).

Расчет платформенного стыка был выполнен при двух вариантах граничных условий: 1) панели перекрытий не имеют ограничений перемещений в горизонтальной плоскости; 2) горизонтальные перемещения панелей ограничены жесткими связями.

Анализ полученных результатов расчета каркаса здания при двух вариантах расчетных схем позволяет отметить следующее. При принятых размерах стоек панелей-рам (200×300 мм) и этажности здания, не превышающей 10 этажей, сжимающие напряжения по всей плоскости стыка первого этажа при проектных нагрузках не превышают 9,7 МПа. Наиболее напряженные зоны платформенного стыка сконцентрированы в местах опирания стоек панелей-рам на плиты перекрытия (см. рис. 3). Качественный характер напряженного состояния в платформенном стыке при первом и втором вариантах граничных условий изменяется незначительно. Наибольшие растягивающие напряжения в центре узла в обоих вариантах не превысили предельного значения прочности бетона на растяжение 1,17 МПа.

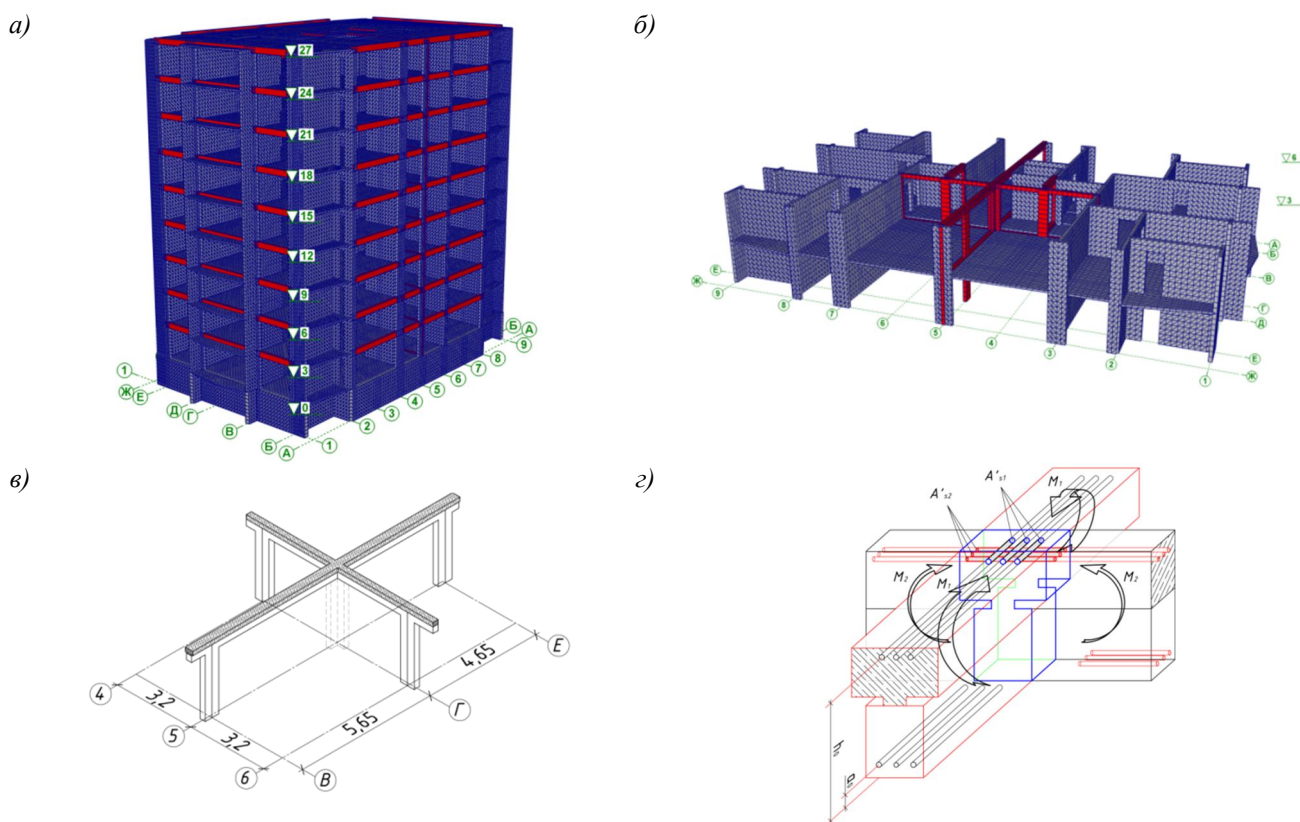
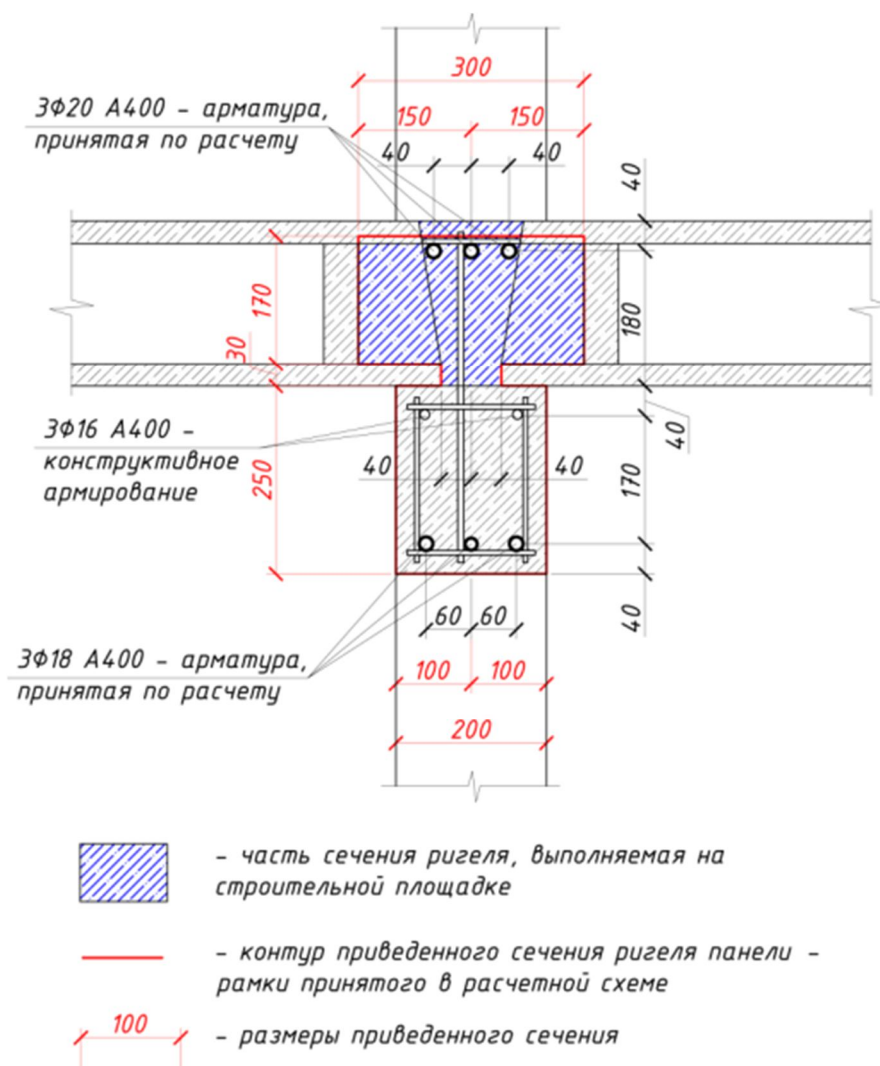


Рисунок 2 – Расчетная схема каркаса здания первого уровня (а); ее фрагмент (б); расчетная схема второго уровня при запроектном положении (в); узел пересечения элементов панелей-рам и возникающие в нем в результате запроектного воздействия усилия (г)

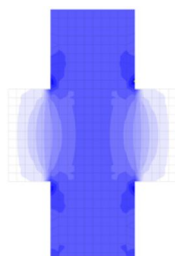
Уровень напряженного состояния платформенного стыка при запроектном воздействии существенно возрастает: максимальные сжимающие напряжения достигают 18,35 МПа и близки к призмочной прочности бетона замоноличивания В35 ($R_{b,sec}=25,5$ МПа). Растягивающие напряжения в центре узла при расчете стыка без ограничений горизонтальных перемещений панелей перекрытия составляли 2,23 МПа, что превышает прочность бетона замоноличивания на растяжение. При ограничении перемещений эти напряжения существенно ниже и составляют 1,56 МПа, что меньше прочности бетона В35 на растяжение. Учитывая, что жесткость плиты перекрытия в его плоскости создает эффект обоймы в платформенном стыке и это подтверждено испытаниями [8], при рассмотренном запроектном воздействии прочность платформенного стыка при втором варианте граничных условий будет обеспечена.

Анализ изгибающих моментов, полученных для фрагмента каркаса здания при проектных и запроектных воздействиях (рис. 4), позволил оценить динамические догружения в элементах фрагмента при различных подходах к их учету. Так, в соответствии с рекомендациями [7] при моделировании внезапного выключения средней колонны приложением к узлу пересечения ригелей усилий, действовавших в колонне при проектной нагрузке, с обратным знаком максимальные значения опорных моментов в ригелях возрастают в 15,4 раза (см. рис. 4, б). При моделировании внезапного выключения средней колонны увеличением действующей проектной нагрузки на ригели с коэффициентом динамичности равным 2 [9] значение опорных моментов в ригелях возрастает в 17,1 раза (см. рис. 4, в). Расчет рассматриваемого каркаса здания с использованием рекомендаций СТО [10] без учета динамических догружений в элементах конструкций по вторичной расчетной схеме (после выключения вертикального несущего элемента) показал изменение опорного момента ригеля в 8,55 раз (см. рис. 4, г). Из приведенного анализа следует, что учет динамических догружений при оценке изменений силовых потоков в каркасах зданий значительно изменяет расчетные усилия в элементах конструктивной системы и это должно учитываться при анализе ее живучести при аварийных ситуациях.

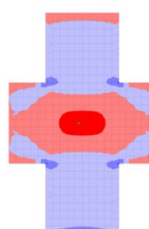
а)



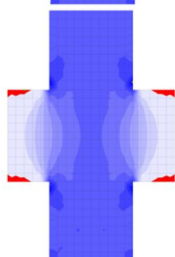
б)



в)



г)



д)

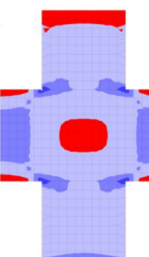


Рисунок 3 – Конструктивное решение (а) и картины распределения нормальных сжимающих и растягивающих напряжений при первом (б, в) и втором (г, д) вариантах граничных условий

Расчет каркаса с учетом упругопластических деформаций в железобетонных элементах с использованием расчетных моделей сопротивления [4, 6, 11, 12] подтвердил значительное снижение приращений динамических усилий в несущих элементах каркаса. Так динамическое догружение ригеля от запроектного воздействия при расчете в нелинейной постановке снизилось с 17,1 раз до 9,9 раз.

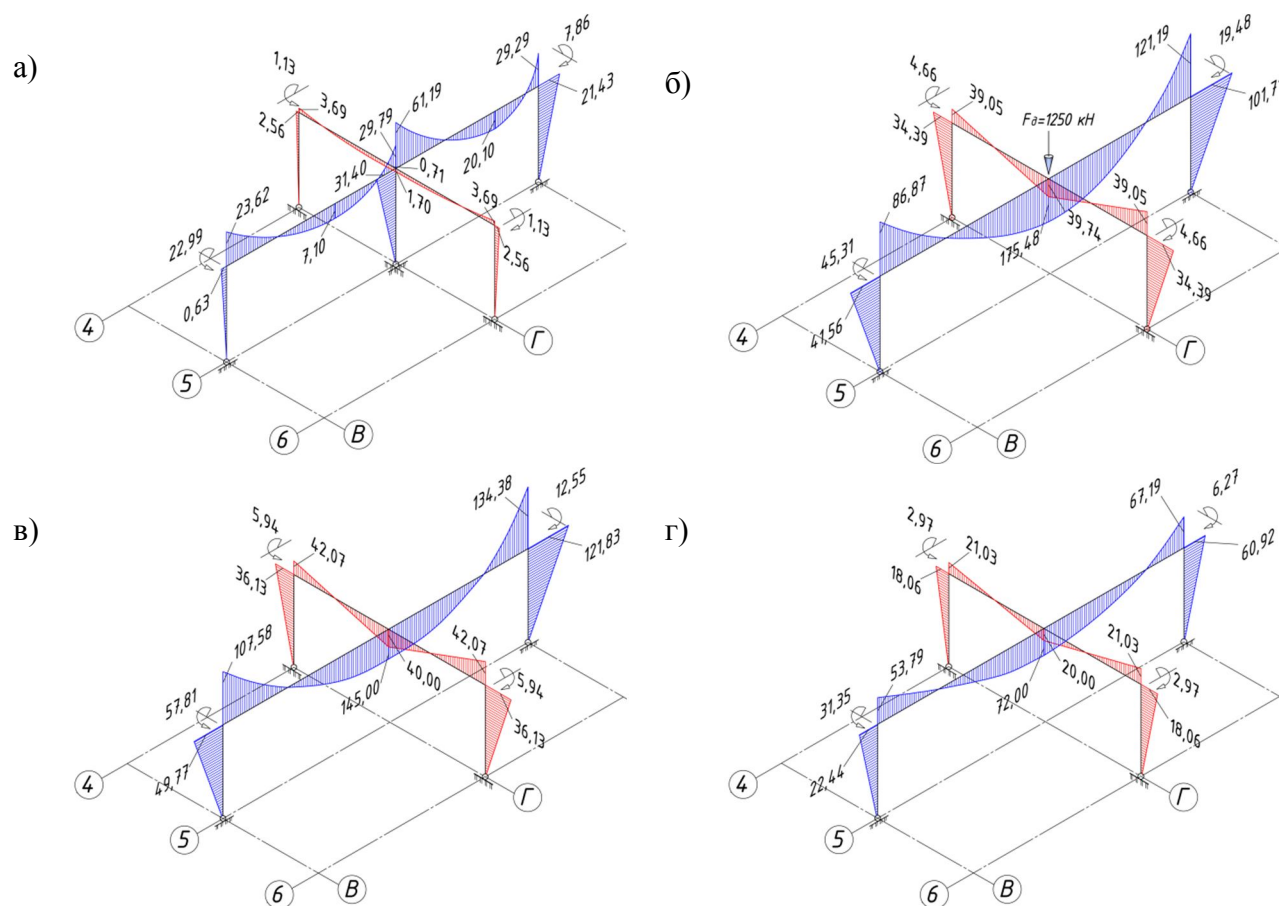


Рисунок 4 – Эпюры изгибающих моментов, полученные в расчетной схеме 2-го уровня при проектной нагрузке (а) и при запроектном воздействии (б)

Полученные результаты исследований позволяют разрабатывать мероприятия для защиты конструктивных систем от прогрессирующего обрушения. В частности полученные значения динамических догрузок от внезапного выключения одной из колонн каркаса здания требует не только резервирования арматуры ригелей и колонн, но и изменения схем их армирования. Целесообразно изменять структуру каркаса здания, например, за счет устройства связевых этажей по типу высотных зданий или постановки дополнительных вертикальных и горизонтальных связей между несущими элементами каркаса здания, производить разрезку отдельных частей здания на блоки и др.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Патент на изобретение №2506385 РФ «Здание из панельных элементов», бюл. изобр. №4, 10.02. 2014. Авторы: Ильичев В.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В., Бухтиярова А.С.
2. Ресурсоэнергосберегающая конструктивная система жилых и общественных зданий с заданным уровнем конструктивной безопасности [Текст] / Н.В. Ключева, В.И. Колчунов, А.С. Бухтиярова // Промышленное и гражданское строительство. – М.: 2014. – №2.
3. New industrial energy and resource saving structural solutions for public buildings / N. Klueva, S. Emelyanov, V. Kolchunov, A. Bukhtiyarova (Scopus), 2014 г. Принято в печать.
4. Расчетные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / Вл.И. Колчунов, В.М. Бондаренко [и др.]. – М.: АСВ, 2004. – 472 с.
5. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия [Текст]. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Введ. 2011-05-20, изд. официальное. – М.: Минрегион России, 2011. – 96 с.
6. Ключева, Н.В. Прочность железобетонных составных конструкций и новые критерии разрушения в зоне наклонных трещин [Текст] / Н.В. Ключева, К.М. Чернов, Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №11. – С. 36-40.
7. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях / В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, Н.Б. Андросова, А.С. Бухтиярова. – М.: АСВ, 2014. – 208 с.

8. Прочность железобетонных платформенных стыков жилых зданий с перекрестно-стеновой системой из панельных элементов [Текст] / В.И. Колчунов, Е.В. Осовских, С.И. Фомичев // Жилищное строительство. – 2009. – №12. – С. 12-16.

9. Алмазов В.О., Кхой Као Зуй. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов [Текст]. Монография. – М.: АСВ, 2013. – 128 с.

10. СТО-008-02495342-2009 «Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций». – Введен 07.09.2009. – Москва, 2009. – 23 с.

11. Агапов, В.П. Моделирование железобетонных колонн прямоугольного сечения в вычислительном комплексе «ПРИНС» [Текст] / В.П. Агапов, А.В. Васильев // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – М.: РУДН. – 2014. – №4. – С. 52-57.

12. Разин, А.Д. Проблема выбора конструктивных расчетных схем при проектировании зданий и сооружений дипломатических комплексов [Текст] / А.Д. Разин // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – М.: РУДН. – 2013. – №4.

Бухтиярова Анастасия Сергеевна

Юго-Западный государственный университет, г. Курск

Кандидат технических наук, доцент кафедры «Уникальные здания и сооружения»

Тел.: +7 (4862) 73-43-49

E-mail: larchik-buk@mail.ru

Колчунов Виталий Иванович

Юго-Западный государственный университет, г. Курск

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Уникальные здания и сооружения»

Тел.: +7 (4712) 51-82-66

E-mail: yz_swsu@mail.ru

Рыпаков Дмитрий Александрович

Юго-Западный государственный университет, г. Курск

Аспирант, инженер кафедры «Уникальные здания и сооружения»

Тел.: +7 (4712) 51-82-66

Филатова Светлана Алексеевна

Юго-Западный государственный университет, г. Курск

Аспирант кафедры «Уникальные здания и сооружения»

Тел.: +7 (4712) 51-82-66

E-mail: fortina2008@mail.ru

A. BUKHTIYAROVA, V. KOLCHUNOV, D. RYPAKOV, S. FILATOVA

**RESEARCH IN SURVIABILITY OF RESIDENTIAL
AND PUBLIC BUILDINGS WITH A NEW STRUCTURAL
SYSTEM MADE OF INDUSTRIAL PANEL-FRAME ELEMENTS**

In this article here are presented the results of numerical studies of survivability for the new resource and energy-efficient structural system of residential and public buildings made of the industrial elements. Here are used multilevel design schemes for estimating change in power flow and dynamic loading in the framework element of considered buildings. Here are the results of numerical analysis of the stress state of crossbars and platform joint for research of the structural system under design and beyond design basis loads, taking into account the various proposals or the estimation of dynamic loading.

Keywords: structural system, survivability, dynamic loading, stress state.

BIBLIOGRAPHY

1. Patent na izobretenie №2506385 RF «Zdanie iz panel'nyh jelementov», bjul. izobr. №4, 10.02. 2014. Avtory: Il'ichev V.A., Kolchunov V.I., Kljueva N.V., Buhtijarova A.S.

2. Resursojenergoberegajushhaja konstruktivnaja sistema zhilyh i obshhestvennyh zdaniy s zadannym urovnem konstruktivnoj bezopasnosti [Текст] / N.V. Kljueva, V.I. Kolchunov, A.S. Buhtijarova // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – М.: 2014. – №2.

3. New industrial energy and resource saving structural solutions for public buildings / N. Klueva, S. Emelyanov, V. Kolchunov, A. Bukhtiyarova (Scopus), 2014 g. Prinjato v pechat'.
4. Raschetnye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona [Tekst] / V.I. Kolchunov, V.M. Bondarenko [i dr.]. – M.: ASV, 2004. – 472 s.
5. SP 20.13330.2011. Nagruzki i vozdejstviya [Tekst]. Aktualizirovannaja redakcija SNiP 2.01.07-85*. Vved. 2011-05-20, izd. oficial'noe. – M.: Minregion Rossii, 2011. – 96 s.
6. Kljueva, N.V. Prochnost' zhelezobetonnyh sostavnyh konstrukcij i novye kriterii razrusheniya v zone naklonnyh treshhin [Tekst] / N.V. Kljueva, K.M. Chernov, V.I. Kolchunov, I.A. Jakovenko // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2014. – №11. – S. 36-40.
7. Zhivuchest' zdaniy i sooruzhenij pri zaproektnyh vozdeystviyah / V.I. Kolchunov, N.V. Kljueva, N.B. Androsova, A.S. Buhtiyarova. – M.: ASV, 2014. – 208 s.
8. Prochnost' zhelezobetonnyh platformennyh stykov zhilyh zdaniy s perekrestno-stenovoj sistemoy iz panel'nyh jelementov [Tekst] / V.I. Kolchunov, E.V. Osovskih, S.I. Fomichev // Zhilishhnoe stroitel'stvo. – 2009. – №12. – S. 12-16.
9. Almazov V.O., Khoj Kao Zuj. Dinamika progressirujushhego razrusheniya monolitnyh mnogojetazhnyh kar-kasov [Tekst]. Monografija. – M.: ASV, 2013. – 128 s.
10. STO-008-02495342-2009 «Predotvrashhenie progressirujushhego obrusheniya zhelezobetonnyh monolitnyh konstrukcij». – Vveden 07.09.2009. – Moskva, 2009. – 23 s.
11. Agapov, V.P. Modelirovanie zhelezobetonnyh kolonn prjamougol'nogo secheniya v vychislitel'nom kom-plekse «PRINS» [Tekst] / V.P. Agapov, A.V. Vasil'ev // Stroitel'naja mehanika inzhenernyh konstrukcij i sooruzhenij. – M.: RUDN. – 2014. – №4. – S. 52-57.
12. Razin, A.D. Problema vybora konstruktivnyh raschetnyh shem pri proektirovanii zdaniy i sooruzhenij diplo-maticheskikh kompleksov [Tekst] / A.D. Razin // Stroitel'naja mehanika inzhenernyh konstrukcij i sooruzhenij. – M.: RUDN. – 2013. – №4.

A. Bukhtiyarova

Southwest state university, Kursk

Candidate of technical sciences, senior lecturer of the department «Unique buildings and structures»

Ph.: +7 (4862) 73-43-49

E-mail: larchik-buk@mail.ru

V. Kolchunov

Southwest state university, Kursk

Doctor of technical sciences, professor, head of the department «Unique buildings and structures»

Ph.: +7 (4712) 51-82-66

E-mail: yz_swsu@mail.ru

D. Rypakov

Southwest state university, Kursk

Postgraduate student, engineer of the department «Unique buildings and structures»

Ph.: +7 (4712) 51-82-66

E-mail: rypakov89@mail.ru

S. Filatova

Southwest state university, Kursk

Postgraduate student of the department «Unique buildings and structures»

Ph.: +7 (4712) 51-82-66

E-mail: fortina2008@mail.ru

ДАНЕЛЬ В.В.

ЖЁСТКОСТИ СТЫКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПЕРЕСЕКАЕМЫХ АРМАТУРНЫМИ СТЕРЖНЯМИ, ПРИ РАСТЯЖЕНИИ И СДВИГЕ

Предлагаются результаты анализа формул для определения жёсткостей стыков железобетонных элементов: сдвиговой жёсткости безшпоночного вертикального монолитного бетонного стыка двух железобетонных панелей, пересекаемого непрерывными арматурными стержнями, жёсткости при растяжении монолитного бетонного стыка двух железобетонных панелей, пересекаемого непрерывными арматурными стержнями.

По результатам анализа сделаны выводы и рекомендации по использованию формул, указаны их недостатки. Отмечено отсутствие единого понимания о степени влияния разных параметров на результат. Сделан вывод о необходимости вложения в экспериментальную базу, изготовления и испытания образцов, чтобы исправить существующее положение. Любой даже очень дорогой вычислительный комплекс не даст достоверного результата, если в него не будут заложены верные значения жёсткостей.

Ключевые слова: сдвиговая жёсткость безшпоночного вертикального монолитного бетонного стыка, жёсткость при растяжении монолитного бетонного стыка двух железобетонных панелей, пересекаемого непрерывными арматурными стержнями.

Сдвиговая жёсткость безшпоночного вертикального монолитного бетонного стыка двух железобетонных панелей, пересекаемого непрерывными арматурными стержнями.

В [1] получена формула для определения сдвиговой жёсткости стыка на рисунке 1 на основании результатов исследований, изложенных в монографии [2]:

$$K_n = \frac{22,1 \cdot n_s \cdot d_s \cdot R_{bnп} \cdot \sqrt{R_{bnм} \cdot R_{sn} \cdot (1 - \alpha^2)}}{(4472 + 0,5 \cdot \sqrt{R_{bnп}}) \cdot (\sqrt{R_{bnм}} + \sqrt{R_{bnп}})} \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{n-1}}{7}\right), \quad (1)$$

где n_s – число стержней; d_s – диаметр арматурных связей между сборными элементами, м; n_s – количество арматурных связей между сборными элементами; E_b – начальный модуль деформации бетона сборного элемента, Па; E_m – то же, бетона замоноличивания вертикального стыка; R_{bn} , R_{sn} – нормативные сопротивления бетона сжатию и арматуры растяжению; $R_{bnп}$, $R_{bnм}$ – нормативные сопротивления бетонов панелей и монолитного участка при сжатии; n – номер цикла нагружения.

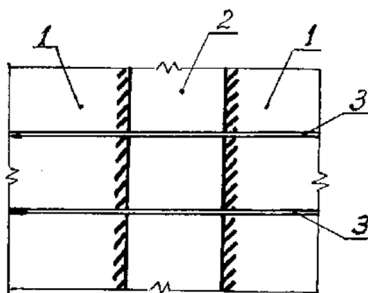


Рисунок 1 – Безшпоночный вертикальный монолитный бетонный стык двух железобетонных панелей, пересекаемого непрерывными арматурными стержнями: 1 – сборные железобетонные элементы с гладкими вертикальными параллельными плоскостями; 2 – бетон замоноличивания стыка, 3 – арматурные стержни, расположенные поперек стыка

Формула (1) получена для тяжёлого бетона. При одинаковых классах бетона и стыка, т.е. при $R_{bnм} = R_{bnп} = R_{bn}$:

$$K_n = \frac{22,1 \cdot n_s \cdot d_s \cdot R_{bn} \cdot \sqrt{R_{sn} \cdot (1 - \alpha^2)}}{8944 + \sqrt{R_{bn}}} \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{n-1}}{7}\right).$$

В [3] коэффициент податливости при сдвиге для безшпоночного соединения сборных элементов с помощью замоноличенных бетоном арматурных связей рекомендуют вычислять по формуле:

$$\lambda_{ts} = \frac{6}{d_s \cdot n_s} \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_m} \right),$$

где E_b – начальный модуль деформации бетона сборного элемента, Па; E_m – то же, бетона замоноличивания вертикального стыка.

Сдвиговая жесткость показанного на рисунке 1 стыка:

$$K = \frac{n_s \cdot d_s}{6 \cdot n_c} \cdot \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_m} \right)^{-1}, \quad (2)$$

где n_c – количество соединяемых между собой плоскостей в стыке: в рассматриваемом стыке $n_c = 4$.

$$\text{При } E_b = E_m: K = \frac{n_s \cdot d_s \cdot E_b}{12 \cdot n_c}.$$

В [1] также приведена формула для определения сдвиговой жёсткости стыка на рисунке 1 на основании исследований [4], с откорректированным коэффициентом: при $n_c = 4$, $E_n = E_m = E_b$ жёсткость:

$$K = n_s \cdot \frac{0,1555}{n_c} \cdot E_b \cdot d \cdot \sqrt[4]{\frac{E_s \cdot d_s^3}{E_b}} = 0,038875 \cdot E_b \cdot d \cdot n_s \cdot \sqrt[4]{\frac{E_s \cdot d_s^3}{E_b}}. \quad (3)$$

Причём вмешательство автора данной статьи в исправление коэффициента в [4] при получении формулы (3) и вывод формулы (1) на основании результатов исследований из монографии [2] не означает согласия с результатами. Известны также результаты [5] исследований по определению приведённой жёсткости на сдвиг в железобетонных элементах составного сечения. О справедливости формул делать выводы можно только после экспериментов, которые ещё предстоит выполнить. Анализ формул (1), (2) и (3) показывает следующее.

Общими для формул жесткости (1), (2) и (3) являются их зависимость от числа стыкуемых вертикальных плоскостей, числа поперечных стержней и их диаметров. От ширины монолитного стыка ни одна из жёсткостей (1), (2) и (3) не зависит, хотя логика подсказывает необходимость её учёта.

Различия.

Жёсткости по (1), (2) от диаметра стержня зависят линейно, а жесткость по (3) – почти по закону квадратной параболы.

От начального модуля упругости бетона жесткость по (2) – зависит линейно, по (1) – не зависит, по (3) – как степенная функция (степень $\frac{3}{4}$).

Различия в величинах начальных модулей упругости бетона стыка и панелей по (2) – учитывает, по (1) и (3) – не учитывает.

От модуля упругости стали арматурного стержня жесткости по (1) и (2) – не зависят, по (3) – как степенная функция (степень $\frac{1}{4}$).

От нормативного сопротивления бетона при одноосном сжатии жесткости по (2) и (3) – не зависят, по (1) – зависит линейно.

От нормативного сопротивления стали жесткости по (2) и (3) – не зависят, по (1) – зависит как степенная функция (степень $\frac{1}{2}$).

Растягивающие напряжения в арматурном стержне от эффекта «скользящей заделки» учтены всеми формулами, но по (2) – степень учета неизвестна, по (1) – она столь незначительна, что в практических расчетах этим можно пренебрегать, по (3) – учет указанного эффекта приводит к увеличению сдвиговой жесткости в 2 раза.

Изменение жесткости от цикла нагружения учитывает только формула жёсткости по (1).

Но выявленную закономерность (множитель $\left(1 - \frac{\sqrt{n-1}}{7}\right)$) можно применить к любой формуле.

Фактически отсутствует формула для определения сдвиговой жесткости рассмотренного стыка, учитывающая в нужной степени все влияющие на неё факторы. Для получения её требуются дополнительные эксперименты и финансирование. А пока остаётся продолжать использование формулы жёсткости стыка (2) или использовать полученную на основании результатов из монографии [2] формулу (1) для тяжёлого бетона.

Жёсткость при растяжении монолитного бетонного стыка двух железобетонных панелей, пересекаемого непрерывными арматурными стержнями.

В [3] коэффициент податливости при растяжении λ_t соединения сборных элементов в виде сваренных между собой и замоноличенных бетоном арматурных выпусков:

$$\lambda_t = \frac{2 \cdot a_c}{\sigma_s}, \quad (4)$$

где a_c – ширина раскрытия трещин, нормальных к арматурной связи, вызванных растягивающими напряжениями σ_s в связи (рис. 2, а).

На рисунке 2, б показаны возможные эпюры касательных напряжений по длине стержня, пересекающего стык, и места раскрытия трещин.

Жесткость стыка с учётом (4) по [3] при растяжении (рис. 2):

$$K = n_s \frac{\sigma_s A_s}{2a_c}, \quad (5)$$

где n_s – число арматурных стержней.

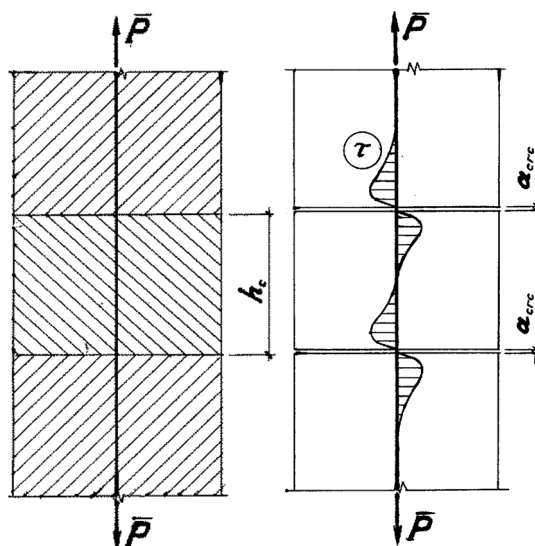


Рисунок 2 – Монолитный бетонный стык двух железобетонных панелей, пересекаемый непрерывными арматурными стержнями (а), возможные эпюры касательных напряжений по длине стержня и места раскрытия трещин (б)

Формула (4) не учитывает сцепление арматурного стержня с бетоном у места пересечения стыка стержнем. Кроме того, она не пригодна при толщине стыка менее 0,24 м при использовании арматурного стержня класса А500, при $h_c < 0,3$ м при использовании в стыке арматурного стержня класса А400, при $h_c < 0,4$ м при стержне класса А300, при $h_c < 0,5$ м при стержне класса А240. При ширине стыка меньше указанных границ по формуле (5) жёсткость арматурного стержня при растяжении без бетона может быть в несколько раз (!) больше жёсткости того же стержня, замоноличенного бетоном, т.е. формула (4) справедлива только для определенных фиксированных толщин стыка, соответствующим определенным классам бетона по прочности.

Еще один недостаток формулы (4): она не учитывает увеличение податливости стыка при растяжении с увеличением его толщины h_c .

Пособие [3] допускает определять жёсткость как для сварных связей, площадь которых соответствует площади поперечного сечения арматуры петлевого выпуска. Диаметр арматуры скобы должны быть при этом не менее диаметра петлевого выпуска. Стык должен иметь толщину не более четверти метра. Связи – в виде петлевых выпусков диаметром 8-12 мм, соединённых между собой скобами из арматурной стали и замоноличенных бетоном класса не ниже В15. Жёсткость при растяжении участка из n_s одинаковых арматурных стержней высотой h_c без бетона в этом случае по [3]:

$$K = n_s \frac{E_s A_s}{h_c}. \quad (6)$$

Использование формул для определения жёсткости при растяжении, полученных на основании [4], даёт нелогичные результаты: уменьшение жёсткости на 21% при увеличении высоты стыка в 2 раза, меньшую на 42% жёсткость незамоноличенного стыка по сравнению с замоноличенным.

Результаты экспериментов для стыков, приведенные в таблице 7 [7], невозможно использовать на практике из-за неизвестности ряда исходных параметров. В итоге – бесполезные для практического применения приведенные результаты экспериментов.

Классы, плотности бетона, арматуры, их модули упругости, рифленая или гладкая арматура – про это не сказано при описании эксперимента на растяжение образца в [2]. Там же отсутствуют данные о классе арматурных стержней при описании эксперимента с образцами на сдвиг. Поэтому результаты этих экспериментов нельзя использовать в качестве критериев истины для сравнительных расчетов по разным методикам.

Выводы

Использование формул (4) и (5) из [3] должно быть запрещено к использованию на практике.

Отсутствие формул, дающих достоверные значения жёсткостей, используемых при расчете зданий, повышает риск их разрушения. Даже для рассмотренных простейших случаев отсутствует единое понимание о степени влияния разных параметров на результат.

Теория определения жёсткостей стыков железобетонных элементов сильно отстаёт в своём развитии от практических потребностей.

Жёсткости определяются приблизительно по формулам, часто противоречащим одна другой. В разных формулах для определения одной жёсткости могут присутствовать разные величины, а если одни, то в разных степенях.

Необходимы вложения в экспериментальную базу, изготовление и испытание образцов, чтобы исправить существующее положение.

Последствия от обрушения зданий могут быть намного значительнее крушения самого крупного самолёта. Любой даже очень дорогой вычислительный комплекс не даст достоверного результата, если в него не будут заложены верные значения жёсткостей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Данель, В.В. Анализ формул для определения сдвиговой жёсткости безшпоночного вертикального монолитного бетонного стыка двух железобетонных панелей, пересекаемого непрерывными арматурными стержнями [Текст] / В.В. Данель. – Строительная механика и расчёт сооружений. – 2013. – №5. – С. 4-13.
2. Железобетонные стены сейсмостойких зданий [Текст]. Исследования и основы проектирования. Совместное издание СССР-Греция. Под ред. Г.Н. Ашкинадзе, М.Е. Соколова. – М.: Стройиздат, 1988. – 504 с.
3. Пособие по проектированию жилых зданий [Текст] / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.
4. Тевелёв, Ю.А. Железобетонные трубы. Проектирование и изготовление [Текст]: Учебное пособие. – М.: АСВ, 2004. – 328 с.
5. Колчин, Я.Е. Экспериментальные исследования по определению приведённой жёсткости на сдвиг железобетонных элементах составного сечения [Текст] / Я.Е. Колчин, М.И. Стадольский, В.И. Колчунов // Строительная механика и расчёт сооружений. – М. – 2009. – №2. – С. 62-67.

6. Данель, В.В. Анализ формул для определения жёсткости при растяжении монолитного бетонного стыка двух железобетонных панелей, пересекаемого непрерывными арматурными стержнями [Текст] / В.В. Данель // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2010. – №3. – С. 4-13.

7. Пособие по расчёту крупнопанельных зданий [Текст]. Вып.1. Характеристики жёсткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий. – М.: Стройиздат, 1974. – 40 С.

Данель Владимир Викторович

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Кандидат технических наук, доцент

Тел.: +7 903 972 72 23

E-mail: vdanel@mail.ru

V. DANEL

RIGIDITY JOINTS CONCRETE ELEMENTS INTERSECT REBAR IN TENSION AND SHEAR

Presents the results of analysis of the formulas to determine the stiffness of the joints of reinforced concrete elements: shear stiffness dowelless vertical monolithic concrete joint between two concrete panels, intersected continuous reinforcing bars, stiffness in tension monolithic concrete joint between two concrete panels, intersected continuous reinforcement bars.

According to the analysis and the conclusions and recommendations on the use of formulas given their shortcomings. Noted the lack of a common understanding of the degree of influence of different parameters on the result. It is concluded that the need to invest in the experimental base, manufacture and testing of samples to improve the current situation. Anyone, even a very expensive computer system, does not give a reliable result, if it has the correct values will be laid rigidity.

Keywords: *shear stiffness dowelless vertical monolithic concrete joint, stiffness in tension monolithic concrete joint between two concrete panels, intersected continuous reinforcement bars.*

BIBLIOGRAPHY

1. Danel', V.V. Analiz formul dlja opredelenija sdvigovoj zhjostkosti bezshponochnogo vertikal'nogo monolitnogo betonного styka dvuh zhelezobetonnyh panelej, peresekaemogo nepreryvnymi armaturnymi sterzhnjami [Tekst] / V.V. Danel'. – Stroitel'naja mehanika i raschjot sooruzhenij. – 2013. – №5. – S. 4-13.

2. Zhelezobetonnye steny sejsmostojkikh zdaniy [Tekst]. Issledovaniya i osnovy proektirovaniya. Sovmestnoe izdanie SSSR-Grecija. Pod red. G.N. Ashkinadze, M.E. Sokolova. – M.: Strojizdat, 1988. – 504 s.

3. Posobie po proektirovaniyu zhilyh zdaniy [Tekst] / CNIIEP zhilishha Goskomarhitektury. Vyp. 3. Konstrukcii zhilyh zdaniy (k SNiP 2.08.01-85). – M.: Strojizdat, 1989. – 304 s.

4. Teveljov, Ju.A. Zhelezobetonnye truby. Proektirovanie i izgotovlenie [Tekst]: Uchebnoe posobie. – M.: ASV, 2004. – 328 s.

5. Kolchin, Ja.E. Jeksperimental'nye issledovaniya po opredeleniju privedjonnoj zhjostkosti na sdvig v zhelezobetonnyh jelementah sostavnogo sechenija [Tekst] / Ja.E. Kolchin, M.I. Stadol'skij, V.I. Kolchunov // Stroitel'naja mehanika i raschjot sooruzhenij. – M. – 2009. – №2. – S. 62-67.

6. Danel', V.V. Analiz formul dlja opredelenija zhjostkosti pri rastjazhenii monolitnogo betonного styka dvuh zhelezobetonnyh panelej, peresekaemogo nepreryvnymi armaturnymi sterzhnjami [Tekst] / V.V. Danel' // Stroitel'naja mehanika i raschjot sooruzhenij. – 2010. – №3. – S. 4-13.

7. Posobie po raschjotu krupnopanel'nyh zdaniy [Tekst]. Vyp.1. Harakteristiki zhjostkosti sten, jelementov i soedinenij krupnopanel'nyh zdaniy. – M.: Strojizdat, 1974. – 40 S.

V. Danel

Moscow state construction university, Moscow

Candidate of technical sciences, associate professor

Ph.: +7 903 972 72 23.

E-mail: vdanel@mail.ru

ЛАПШИНОВ А.Е., МИХАЛЕВ Н.Я.

ПОВЫШЕНИЕ ОГНЕСТОЙКОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР

Статья содержит сведения о влиянии высоких температур при пожаре на состояние металлических конструкций после их пребывания в зоне пожара. Последствия пожара подкреплены материалами обследования здания. Характерное состояние металлических конструкций после перенесенного пожара иллюстрируется материалами обследования здания, характеристики которого приводятся в статье. Для защиты конструкций от воздействия высоких температур при пожаре и возможности сохранения конструкций в рабочем состоянии в течение длительного времени рекомендуется комплексный подход к использованию известных способов защиты. Одним из важных способов защиты в указанном комплексном подходе предлагается в конструкциях покрытий вместо ферм применять более массивные сплошнотенчатые ригели, обладающие большей сопротивляемостью воздействию высоких температур.

Ключевые слова: металлические конструкции, высокие температуры, огнестойкость конструкций, живучесть.

Ежегодно в России происходит до 300 тысяч пожаров разной степени интенсивности. При этом экономический ущерб от них составляет около 5÷6 миллиардов рублей. Наиболее существенные потери наблюдаются по промышленным объектам. Вместе с тем, производственные здания зачастую проектируют без учета опасности возникновения пожарной ситуации и эксплуатируются без необходимых с этой точки зрения предосторожностей. В противопожарных нормах основное внимание уделяется задаче обеспечения некоторого минимального предела огнестойкости и соответствующим вопросам кратковременной защиты строительных конструкций. Вопросы длительной защиты конструкций от пожара остаются нерешенными.

Авторам статьи довелось участвовать в комиссии, занимавшейся обследованием производственного здания, пострадавшего в результате пожара.

Обследованное здание постройки 90-х годов прошлого века по своему функциональному назначению представляло собой склад строительных и хозяйственных материалов, среди которых значительную долю составляли горючие материалы. По своим техническим характеристикам здание каркасное, двухпролетное с пролетами по 18 м. Основным несущим элементом покрытия являются металлические фермы, которые наиболее сильно пострадали от пожара.

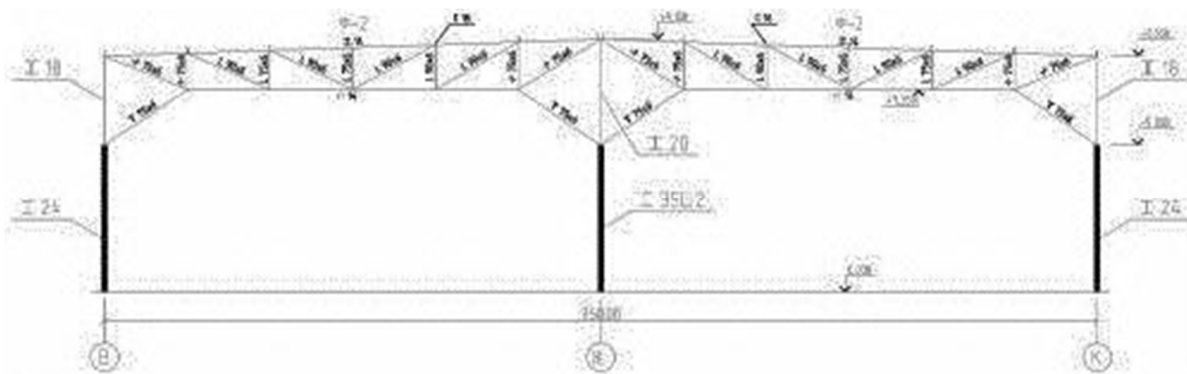


Рисунок 1 – Поперечная рама обследованного здания

В результате пожара значительная часть здания была разрушена. Характер разрушения фрагментарно представлен на рисунке 2. Обращает внимание сильное искривление верхних

поясов и элементов решетки, произошедшее в результате высокотемпературного нагрева элементов ферм.



Рисунок 2 – Состояние конструкций покрытия после пожара

Для оценки сопротивляемости металлических конструкций температурным факторам в условиях пожара используется время, в течение которого они находились под воздействием высокой температуры. Это время следует сравнить с пределом огнестойкости (ПО) конструкций, за который принимается время, в течение которого МК способны функционировать в условиях воздействия высоких температур. Не лишне напомнить, что свойства стали изменяются при увеличении температуры. Изменчивость свойств характеризуется, например, коэффициентом, определяемым отношением какой-либо физической характеристики стали при повышенной температуре к аналогичной характеристике при температуре +20°C.

Таблица 1 – Коэффициент изменения свойств стали под воздействием температуры

| $T, ^\circ\text{C}$ | 20 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
|-------------------------|----|------|------|------|------|------|------|
| Предел текучести | 1 | 0,99 | 0,85 | 0,77 | 0,7 | 0,58 | 0,34 |
| Модуль упругости | 1 | 0,96 | 0,94 | 0,9 | 0,86 | 0,8 | 0,72 |
| Временное сопротивление | 1 | 1 | 1,12 | 1,09 | 0,9 | 0,6 | 0,3 |

По классификации НПБ 105-95 по своей функциональной пожарной опасности здание относится к классу Ф5.2. По конструктивной пожарной опасности соответствует классу К0. При всех конструктивных особенностях рассматриваемого здания требуемый минимальный предел огнестойкости строительных конструкций покрытия составляет R15. Фактический предел огнестойкости для таких конструкций, как фермы существенно меньше. Это обстоятельство наглядно демонстрирует сравнение фактических значений пределов огнестойкости для разных конструктивных элементов. Фактический предел огнестойкости металлических конструкций без огнезащиты зависит от приведенной толщины металла. Его значения приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Фактические пределы огнестойкости конструкций

| Конструктивный элемент | Колонны | Балки перекрытий | Стропильные фермы | Прогонь кровли |
|----------------------------------|---------|------------------|-------------------|----------------|
| t_{red} | 1,5 | 0,6 | 0,2 | 0,5 |
| Фактический предел огнестойкости | R×18 | R×10 | R×6 | R×9 |

$$t_{red} = \frac{A}{U}, \quad (1)$$

где A – площадь поперечного сечения элемента; U – обогреваемый периметр сечения.

В реестре средств огнезащиты металлических конструкций имеются сложнокомпонентные составы, принцип действия которых заключается в создании на поверхности конструкции защитного слоя толщиной 5÷50 мм. Предел огнестойкости обработанных таким образом конструкций составляет 0,75÷2,5 часа.

Традиционными мероприятиями для повышения огнестойкости металлических конструкций является:

- нанесение на поверхность конструкций огнезащитных покрытий, таких как ВПМ-2, ОВП-1к или составов на основе фосфатных вяжущих;
- огнезащита конструкций облицовочными элементами;
- устройство подвесных потолков из несгораемых материалов.

Следует признать, что несущие конструкции покрытия в виде ферм имеют повышенную трудоемкость процесса нанесения защитного слоя в сравнении с аналогичным процессом применительно к сплошнотенчатым конструкциям. С этой точки зрения металлические ригели в виде двутавров предпочтительнее решетчатых конструкций. Конечно, расход стали в сплошных ригелях несколько выше, чем в решетчатых. Однако потери в результате пожара, даже с учетом редкости этого события, могут быть сопоставимыми со стоимостью конструкций в деле. На величину предела огнестойкости стальных конструкций существенное влияние оказывает толщина элементов сечения и действующие в элементе конструкции в момент пожара напряжения, и характер этих напряжений. На рисунке 2 видно, что наиболее слабым звеном с этой точки зрения являются сжатые элементы фермы – верхний пояс и сжатые стойки.

Огнестойкость отдельных конструктивных элементов каркаса зависит от их пространственного положения. Наиболее подвержены воздействию пожара конструкции покрытия здания. В меньшей степени это воздействие затрагивает колонны. В этом, очевидно, проявляется вполне определенная направленность высокотемпературного воздушного потока, а также различная массивность элементов фермы и колонны.

Огнестойкость конструкций покрытия можно повысить, если при проектировании стального каркаса вместо ферм использовать сплошные ригели. Такие конструкции помимо своей повышенной массивности дают возможность использовать более широкие возможности в выборе технологии огнезащиты. Для них можно с успехом использовать метод экранирования конструкций теплоизолирующими элементами, метод нанесения на поверхность конструкций вспучивающихся составов при воздействии высоких температур. Заслуживает внимания возможность защиты конструкций покрытия сплошным огнезащитным экраном из облегченных негорючих материалов.

Комплексный подход к решению задачи повышения огнестойкости металлических конструкций способствует увеличению их сопротивляемости воздействию высоких температур и увеличению времени для развертывания пожарных расчетов, благодаря чему появляется возможность ликвидации пожара до появления в конструкциях необратимых термомеханических процессов. Тем самым увеличивается вероятность сохранения конструкций в рабочем состоянии, несмотря на длительное их пребывание в условиях высоких температур.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 21-01-07. Пожарная безопасность зданий и сооружений [Текст]. – М., 1997.
2. СНиП 2.01.02-85*. Противопожарные нормы [Текст]. – М., 1991.
3. Рекомендации по применению огнезащитных материалов и составов для металлических конструкций. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1988.
4. Горев, В.В. Металлические конструкции. Конструкции зданий / В.В. Горев. – М.: Высшая школа, 1999. – т. 2.

Лапшинов Андрей Евгеньевич

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Инженер, ассистент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

E-mail: La686@yandex.ru

Михалев Николай Яковлевич

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Кандидат технических наук, доцент кафедры «Металлические конструкции»

E-mail: mihalevn@list.ru

A. LAPSHINOV, N. MIKHALEV

IMPROVING THE FIRE RESISTANCE OF METAL STRUCTURES WHEN EXPOSED TO HIGH TEMPERATURES

The article contains data about the influence of high temperatures on technical condition of steel structures after their being in area of fire accident. Consequences of fire accident reinforce by materials of inspection of building. Characteristic condition of steel structures after fire accident illustrates by materials of inspection. Complex approach for use well-known protection methods is recommended for protection structures from influence of high temperatures and to preserve structures in working condition. There is also offered to use girder beams that possess higher fire resistance value.

Keywords: steel structures, high temperatures, fire resistance, robustness.

BIBLIOGRAPHY

1. SNiP 21-01-07. Pozharnaja bezopasnost' zdaniy i sooruzhenij [Tekst]. – M., 1997.
2. SNiP 2.01.02-85*. Protivopozharnye normy [Tekst]. – M., 1991.
3. Rekomendacii po primeneniju ognезashhitnyh materialov i sostavov dlja metallicheskih konstrukcij. – M.: CNIISK im. V.A. Kucherenko, 1988.
4. Gorev, V.V. Metallicheskie konstrukcii. Konstrukcii zdaniy / V.V. Gorev. – M.: Vysshaja shkola, 1999. – t. 2.

A. Lapshinov

Moscow state construction university, Moscow

Engineer, assistant of the department «Reinforced concrete and masonry structures»

E-mail: La686@yandex.ru

N. Mikhalev

Moscow state construction university, Moscow

Candidate of technical sciences, associate professor of the department «Metal structures»

E-mail: mihalevn@list.ru

ИСТОМИН А.Д.

ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ НОРМАМ И ЕВРОКОДУ 2

В статье представлен анализ результатов расчёта бетонных элементов на местное сжатие по отечественным нормам и Еврокоду 2. Приведены экспериментальные данные по локальной прочности бетона и их сравнительный анализ с результатами расчётов. Аналитическая зависимость, описывающая местную прочность бетона при сжатии, использовалась для определения класса бетона в сталежелезобетонных колоннах.

Ключевые слова: местное сжатие, локальная прочность бетона, нормы, опытные данные, обследование, сталежелезобетонная колонна.

Местное сжатие элементов наблюдается в стыках сборных элементов, местах опирания элементов, т.е. в местах передачи локальных нагрузок на конструкцию.

Расчет бетонных элементов при местном равномерном сжатии производят из условия:

$$N \leq R_{b,loc} \cdot A_{b,loc}, \quad (1)$$

где N – местная сжимающая сила от внешней нагрузки; $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы; $A_{b,loc}$ – площадь приложения сжимающей локальной силы.

При этом в отечественных нормах нет единообразия при определении $R_{b,loc}$. Так согласно [1] локальная прочность бетона равна:

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b, \quad (2)$$

где φ_b – коэффициент, учитывающий повышение локальной прочности бетона при сжатии:

$$\varphi_b = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} \leq 2,5. \quad (3)$$

В приведённой формуле (3) $A_{b,loc}$ – площадь приложения локальной нагрузки; $A_{b,max}$ – максимальная расчетная площадь, определяемая по [1].

Расчетное сопротивление бетона при местном сжатии по [2] определяется по формулам:

$$R_{b,loc} = 13,5 \cdot \varphi_b \cdot R_{bt}; \quad (4)$$

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} \leq 2,0, \quad (5)$$

где $A_{b,max}$ – максимальная расчетная площадь; $A_{b,loc}$ – площадь смятия.

Расчетное сопротивление бетона при местном сжатии согласно [3] определяется по формуле:

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b. \quad (6)$$

Коэффициент локальной прочности:

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} \leq 2,5. \quad (7)$$

Значение местной прочности бетона при сжатии по Eurocode 2 [4] определяют по формуле:

$$f_{cd,loc} = \varphi_b \cdot f_{cd}, \quad (8)$$

где φ_b – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_b = \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} \leq 3,0. \quad (9)$$

Из представленных выше формул для расчета локальной прочности бетона при сжатии видно, что нет единообразия при ее определении, и есть ограничения по ее максимальному значению.

Для сравнительного анализа расчетных значений местной прочности бетона по различным нормами и возможности использования существующих зависимостей за указанными ограничительными пределами были проведены экспериментальные исследования.

Опытные образцы и методика экспериментальных исследований

В качестве опытных образцов были приняты бетонные призмы. Маркировка образцов и их геометрические размеры представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Маркировка образцов и их геометрические размеры

| Маркировка образцов | Серия №1 | П1-1 | П2-1 | П3-1 | П4-1 | П5-1 | П6-1 | П7-1 | П8-1 | П9-1 |
|------------------------------------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | Серия №2 | П1-2 | П2-2 | П3-2 | П4-2 | П5-2 | П6-2 | П7-2 | П8-2 | П9-2 |
| Размер сечения призмы, см | | 10×10 | 15×15 | 20×20 | 25×25 | 30×30 | 35×35 | 40×40 | 45×45 | 50×50 |
| Высота призмы, см | | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 |
| Локальная площадь, см ² | | 12,56 | 12,56 | 12,56 | 12,56 | 12,56 | 12,56 | 12,56 | 12,56 | 12,56 |
| $A_{b,max} / A_{b,loc}$ | | 7,96 | 17,91 | 31,84 | 49,76 | 71,66 | 97,53 | 127,4 | 161,2 | 199,0 |
| Кол-во образцов в серии | | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |

Первая серия образцов изготовлена из модифицированного бетона, вторая серия – из обычного тяжелого бетона. В каждую серию входило по пять образцов-призм. Состав модифицированного бетона по весу составил Ц/Ц : П/Ц : Ш/Ц : В/Ц = 1 : 1,2 : 2,2 : 0,32. Расход цемента – 500 кг на 1 м³ бетонной смеси. В состав бетонной смеси также вводились газообразующая добавка ГКЖ-94 в количестве 0,15% и суперпластификатор С-3 в количестве 0,7% от массы цемента. Состав обычного тяжелого бетона по весу составил Ц/Ц : П/Ц : Ш/Ц : В/Ц = 1 : 2,2 : 5 : 0,7. Расход цемента – 270 кг на 1 м³ бетонной смеси. Для приготовления бетона в обоих случаях применялись гранитный щебень фракции 5-10 мм, речной песок, портландцемент марки М400. Методика исследований локальной прочности бетона заключалась в следующем. Бетонные призмы соответствующего размера испытывались кратковременной нагрузкой до разрушения по стандартной методике. Затем аналогичные призмы нагружались цилиндрическим штампом диаметром 4 см, расположенным в середине сечения. Нагружение образцов штампом осуществлялось до локального разрушения бетона.

Экспериментальные результаты исследований и их анализ

Результаты экспериментальных исследований представлены на рисунке 1 в виде графика «коэффициент локальной прочности бетона при сжатии – отношение площади образца к площади приложения нагрузки».

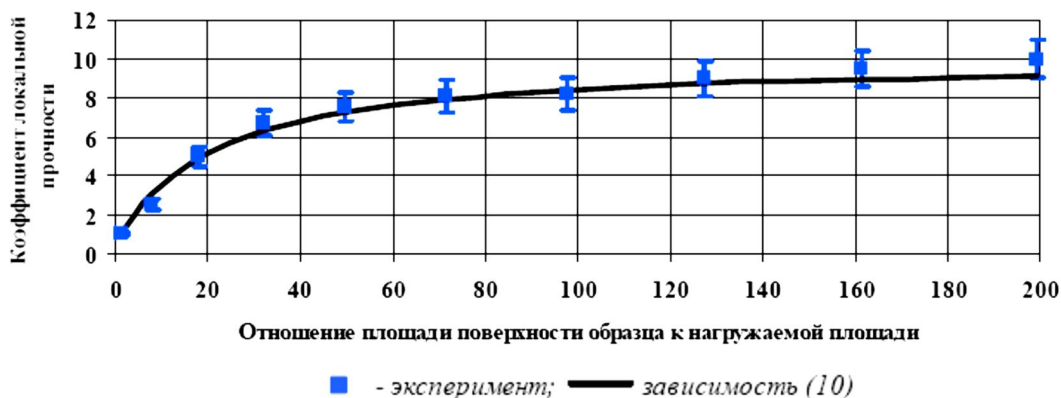


Рисунок 1 – Аппроксимация экспериментальных данных

Экспериментальные точки на представленном графике аппроксимированы функцией:

$$\varphi_b = \left[0,1 + 1,9 \cdot \left(\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}} \right)^{-1} - \left(\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}} \right)^{-2} \right]^{-1}. \quad (10)$$

При этом достоверность аппроксимации составила 0,98, что говорит об удовлетворительной сходимости расчетных и опытных данных на всем интервале изменения $A_{b,max} / A_{b,loc}$.

Результаты расчётов по отечественным [1, 2, 3] и европейским нормам [4] в виде зависимости коэффициента локальной прочности бетона при сжатии (φ_b) от отношения площади образца к площади приложения нагрузки ($A_{b,max} / A_{b,loc}$) представлены на рисунке 2. При этом изменение коэффициента локальной прочности ограничивалось в пределах от 1,0 до 3,0 согласно. Это связано с тем, что в этот интервал изменения φ_b укладываются его крайние значения по отечественным нормам и Еврокоду 2 [4]. На этом же графике представлены результаты экспериментальных исследований по локальной прочности бетона при местном сжатии.

Из представленных на графике данных видно, что наилучшая сходимость с опытными данными наблюдается у результатов, рассчитанных по Еврокоду 2 [4]. Данные расчетов по отечественным нормам оказываются заниженными по отношению к экспериментальным данным. Например, при $A_{b,max} / A_{b,loc} = 9$ отклонение расчётных результатов от опытных составляет: 28%, рассчитанных по СП 52-101-2003 [1]; 50%, рассчитанных по СНиП 2.05.03-84*; 38% [2], рассчитанных по СНиП 2.06.08-87; 10% [3], рассчитанных по Еврокоду 2 [4].

Таким образом, результаты расчётов на местное сжатие по отечественным нормам меньше экспериментальных на 28-50%, по Еврокоду – на 10%.

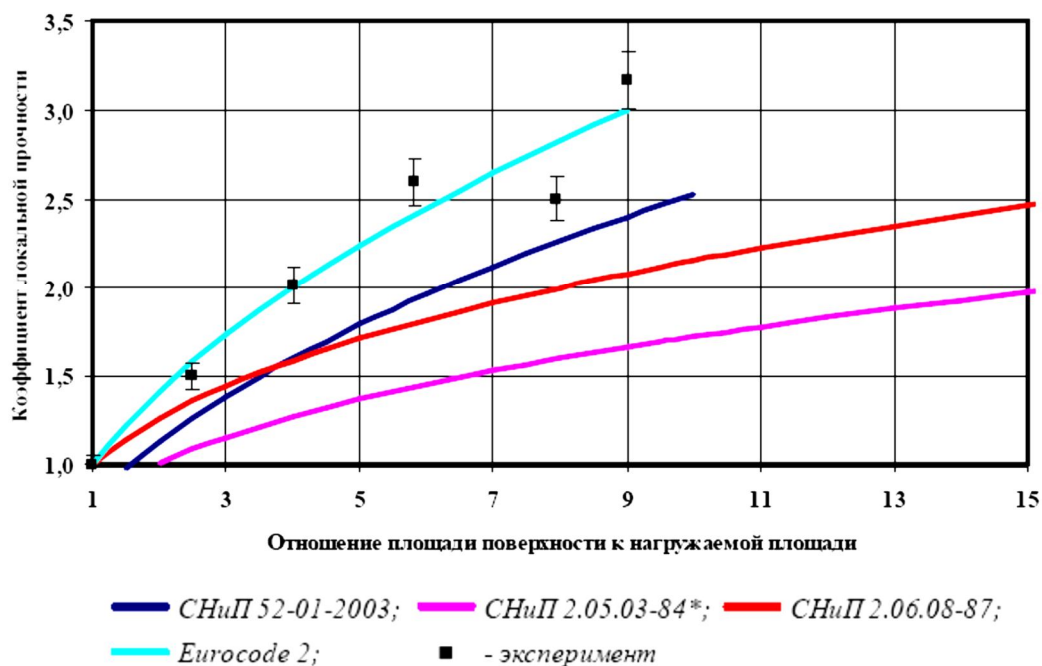


Рисунок 2 – Изменение коэффициента локальной прочности

Методика определения прочности бетона сталежелезобетонных колонн

Зависимость (10) использовалась для определения класса бетона по прочности на сжатие в оголовках колонн атриума, состоящих из металлической трубы диаметром 426 мм с толщиной стенки 8 мм и внутреннего монолитного железобетонного сердечника (работа выполнялась автором совместно с к.т.н. Кручининым Н.Н.).

Технология монтажа и бетонирования колонн предусматривала наращивание металлической трубы, монтаж и выверку металлической пространственной фермы покрытия атриума,

заполнение оголовка колонны бетонной смесью через отверстия Ø60 мм в опорном листе оголовка. Отверстия располагались от внутренней поверхности металлической трубы в среднем на расстоянии 8,02 см. Проектом был предусмотрен бетон класса В15. Контроль качества бетона для заполнения оголовков колонн не выполнялся. В связи с этим была сформулирована цель исследований: определить класс бетона оголовков колонн по прочности на сжатие.

Исходя из условий доступности к поверхности бетона, конструктивного решения оголовков колонн и невозможности вскрытия металлической оболочки по условиям, предъявленных заказчиком была принята следующая методика определения прочности бетона на сжатие и соответствующего класса по прочности на сжатие.

Определение прочности бетона на сжатие осуществлялось с помощью метода, основанного на зависимости между призменной прочностью и локальной прочностью бетона в условиях местного сжатия. Местное сжатие бетона осуществлялось через отверстия в заглушках оголовков колонн по следующей методике. К металлическим конструкциям колонн приваривались П-образные рамы. Между траверсой рамы и бетонной поверхностью в отверстие упорной плиты оголовка устанавливались цилиндрический штамп Ø35 мм высотой 60 мм, гидродомкрат и динамометр. После установки всей системы осуществлялось нагружение штампа с помощью гидродомкрата до локального разрушения бетона. По результатам испытаний с учетом статической изменчивости по формуле (10) определялся коэффициент локальной прочности. После чего из формулы (2) определялась призменная прочность и соответственно класс бетона по прочности на сжатие.

Осредненные результаты по местному сжатию бетона оголовков сталежелезобетонных колонн представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Результаты определения прочности бетона колонн

| \bar{N}_{loc} , кН | $A_{b,loc}$, см ² | $\bar{A}_{b,max}$, см ² | $\bar{A}_{b,max} / A_{b,loc}$ | $\bar{\varphi}_b$ | $\bar{R}_{b,loc}$, МПа | \bar{R}_b , МПа |
|----------------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-------------------|-------------------------|-------------------|
| 51,97 | 9,62 | 201,97 | 21,0 | 5,3 | 54,03 | 10,2 |

Выводы

1. Локальная прочность бетона при местном сжатии по нормам России оказывается меньше экспериментальных значений на 28-50%, т.е. наблюдается большой запас прочности. При этом наименьшее расхождение даёт СНиП 52-101-2003, максимальное – СНиП 2.05.03-84*.
2. Локальная прочность бетона при местном сжатии по Еврокоду 2 оказывается заниженной на 10%, т.е. практически находится в пределах относительной погрешности определения прочности бетона при сжатии.
3. В нормах Российской Федерации нет единообразия в определении коэффициента, учитывающего увеличение локальной прочности бетона при местном сжатии.
4. Аналитическая зависимость (10) с высокой достоверностью описывает опытные данные в широком диапазоне изменения отношения площади поверхности элемента к локальной площади и может быть рекомендована при решении практических задач.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 63.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Текст]. – М., 2012. – 156 с.
2. СП 35.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы [Текст]. – М., 2011. – 341 с.
3. СП 41.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений [Текст]. – М., 2012. – 68 с.
4. EN 1992-1-1: 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels. 2004. – 226 p.

Истомин Андрей Дмитриевич

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Кандидат технических наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

E-mail: nauka.07@mail.ru

A. ISTOMIN

STRENGTH OF CONCRETE IN LOCAL COMPRESSION ACCORDING TO RUSSIAN STANDARDS AND EUROCODE 2

The analysis of results calculation of concrete elements on concentrated resistance force by Russian rules and Eurocode submitted in the presented paper. Experimental results of the local concrete compression strength submitted in this paper and theirs comparison with calculation results. The mathematical dependence of experimental results of local concrete compression strength is used for determination of the concrete compression strength range in steel-aggregate concrete column.

Keywords: local compression load, local concrete compression strength, нормы, опытные данные, inspection, steel-reinforced concrete column.

BIBLIOGRAPHY

1. SP 63.13330.2012. Aktualizirovannaja redakcija SNiP 52-01-2003 Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovnye polozhenija [Tekst]. – M., 2012. – 156 s.
2. SP 35.13330.2011. Aktualizirovannaja redakcija SNiP 2.05.03-84* Mosty i truby [Tekst]. – M., 2011. – 341 s.
3. SP 41.13330.2012. Aktualizirovannaja redakcija SNiP 2.06.08-87 «Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii gidrotehnicheskikh sooruzhenij [Tekst]. – M., 2012. – 68 s.
4. EN 1992-1-1: 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels. 2004. – 226 p.

A. Istomin

Moscow state construction university, Moscow

Candidate of technical sciences, associate professor of the department «Reinforce concrete and stone structures»

E-mail: nauka.07@mail.ru

КАРЗОВ А.В.

АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НАГРУЗОК НА ОПАЛУБКУ ПЕРЕКРЫТИЙ

Рассмотрены методы расчета нагрузок на опалубку перекрытий. Приведен график зависимости максимально допустимых толщин бетонизируемых перекрытий от шага несущих стоек опалубки, проанализированы отличия методов расчета. Предложена альтернативная методика расчета нагрузок.

Ключевые слова: опалубка, расчет нагрузок, толщина перекрытия, шаг стоек.

В целях безопасности производства работ на строительных площадках от обрушения опалубки перекрытия и от избытка количества стоек при их расчете, влияющего на стоимость поставки оборудования в целом, данная статья рассматривает вопрос о едином алгоритме расчета.

Базой для разработки данного вопроса является богатый инженерно-практический опыт крупнейших производителей опалубки перекрытия и исследования в области учета временных нагрузок.

Запасы, сделанные в нормативных документах в СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции» [1], определяют качество строительства и безопасность при работе с опалубочным оборудованием, и на сегодняшний день не подлежат уточнению и изменению, так как включают в себя многолетний опыт существования, что подтверждается отсутствием изменений в ГОСТе 52085-2003 «Опалубка. Общие технические условия» [2].

Согласно Закону о техническом регулировании все нормативные документы (кроме Технических регламентов, которые обеспечивают защиту жизни, здоровья и имущества, а также охрану окружающей среды и предупреждают действия, вводящие в заблуждение приобретателей), в том числе ГОСТы, не являются обязательными документами.

Однако некоторые требования являются обязательными, в том числе расчетные нагрузки и коэффициенты запаса, безопасность работ. Вместе с тем стандарты на национальном уровне по опалубке выпускаются и обновляются постоянно. В этой связи сейчас трудно предположить, какие нормы нужны и нужны ли они вообще.

Недавнее обследование обрушения опалубки перекрытий показало, что на некоторые элементы просто не была приведена расчетная нагрузка, в частности, на деревянные балки несущие элементы (стойки) установлены без расчета с пролетами балок в 3-3,5 раза превышающими допустимые. Часты разрушения при бетонировании тяжелых перекрытий, особенно на большой высоте (при продольном изгибе с увеличением высоты резко уменьшается несущая способность). Значительные проблемы возникают при использовании неквалифицированной рабочей силы, при этом конструкции собираются (свариваются) на глазок» [7].

Сведения о расчете нагрузок

В основе метода расчета нагрузок лежит определение сосредоточенной силы, действующей на одну стойку опалубки перекрытия. Сосредоточенная сила определяется умножением грузовой площади, приходящуюся на одну стойку, на расчетное давление от горизонтальных постоянных и временных нагрузок, приходящихся на 1 м².

Грузовая площадь, приходящаяся на одну стойку, определяется путем перемножения шага стоек в продольном направлении на шаг стоек в поперечном направлении.

Расчетное давление от постоянных нагрузок q_g определяется путем суммирования произведений нормативных постоянных нагрузок $q_{gn,i}$ на коэффициенты запаса $\gamma_{f,ig}$ по соответствующим постоянным нагрузкам.

Нормативные постоянные нагрузки представляют собой:

- давление от веса палубы;

- давление от веса бетона;
- давление от веса арматуры;
- давление от собственного веса стоек.

Расчетное давление от временных нагрузок q_v определяется путем суммирования произведений нормативных временных нагрузок $q_{vn,i}$ на коэффициенты запаса $\gamma_{f,iv}$ по соответствующим временным нагрузкам.

Нормативные временные нагрузки представляют собой:

- давление от движения людей и транспортных средств;
- давление от укладки смеси различными способами;
- давление от вибрирования смеси.

Сосредоточенную силу, действующую на одну стойку, можно записать в виде:

$$N = Sq = ab(q_{gn,палуба}\gamma_{f1} + q_{gn,бетон}\gamma_{f2} + q_{gn,арматура}\gamma_{f3} + q_{gn,стойка}\gamma_{f4} + q_{vn,люди}\gamma_{f5} + q_{vn,укладка}\gamma_{f6} + q_{gn,вибр.}\gamma_{f7}),$$

где $S=ab$ – грузовая площадь, приходящаяся на 1 м²; a – шаг стоек в продольном направлении, м; b – шаг стоек в поперечном направлении, м; $q=q_g+q_v$ – суммарное расчетное давление, кг/м²; $q_g=\sum q_{gn,i}\gamma_{f,ig}$ – расчетное давление от постоянных нагрузок, кг/м²; $q_v=\sum q_{vn,i}\gamma_{f,iv}$ – расчетное давление от временных нагрузок, кг/м²;

Необходимо учитывать сочетание нагрузок согласно СНиПу 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»[3], например, вибрирование и укладка бетонной смеси не может происходить одновременно в пределах грузовой площади по технологическим причинам, а нагрузки от людей, выполняемых данные виды работ в течение всего периода производства работ, можно отнести к постоянным нагрузкам. Данные обстоятельства соответствуют основному сочетанию нагрузок: постоянные нагрузки плюс одна временная с коэффициентом сочетания равным 1,0.

Выразим нормативную постоянную нагрузку от веса бетона и арматуры через толщину перекрытия $q_{gn,бетон}=\rho_{бетон}t$ и $q_{gn,арматура}=\rho_{арматура}t$ и определим зависимость максимально допустимой отливаемой толщины перекрытия от шага стоек:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{N_{max}}{ab} - q_{gn,палуба}\gamma_{f1} - q_{gn,стойка}\gamma_{f4} - q_{vn,люди}\gamma_{f5} - q_{vn,укладка}\gamma_{f6} - q_{gn,вибр.}\gamma_{f7}\right)}{(\rho_{бетон}\gamma_{f2} + \rho_{арматура}\gamma_{f3})}, \quad (1)$$

где $\rho_{бетона}=2500$ кг/м³ – плотность бетона согласно [1] и [2]; $\rho_{арматура}=100$ кг/м³ – плотность арматуры на 1 м³ согласно [1] и [2].

В работе Никонорова и Тарасовой была рассмотрена «технология ранней распалубки перекрытий с использованием стоек переопирания при применении балочно-стоечной опалубки» [5]. Авторы пришли к выводу, что «прочность бетона на распределение усилий влияет незначительно; изменение величин изгибающих моментов незначительно (около 4%) при переопирании на 2 и 3 яруса; нагрузки равномерно распределяются на плиты перекрытия» [5]. Данные обстоятельства позволяют не учитывать податливость нижележащих перекрытий, распалубленных при 60% и 80% набранной прочности, на распределение нагрузок от вышележащих этажей.

Расчет нагрузок по СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции» и по ГОСТ 52085-2003 «Опалубка. Общие технические условия»

Согласно [1], приложению 11, п. 3 и таблице 3 наиболее невыгодное сочетание нагрузок происходит при действии собственного веса опалубки, бетона, арматуры и движения людей, что аналогично и в [2]. В [1] проводится граница между понятиями о динамических и вибрационных нагрузках, как о горизонтально действующих. При выгрузке смеси различными способами нагрузка от сотрясения учитывается как горизонтальная, что оправдывается при использовании стеновой опалубки и разрешенной высоте сброса смеси в неё в 3,0-5,0 метров. Разрешенная высота сброса смеси в перекрытие – 1,0 м, но нагрузка от укладки отсутствует.

Анализ сочетания нагрузок согласно [1] показывает, что нагрузки от вибрирования $q_{vn,вибр.}=400$ кг/м² водятся в расчет при отсутствии нагрузок от людей и транспортных средств. При вибрировании люди непосредственно на палубе не находятся, но производят работы стоя на арматуре, которая в свою очередь опирается на палубу, причем при монтаже арматуры воз-

можно появление транспортных средств, что учитывается одним из сочетаний в нормативах нагрузкой в 250 кг/м^2 , тогда как при заливке и смонтированной арматуре эта нагрузка составляет $q_{\text{вн,люди}} = 150 \text{ кг/м}^2$, что соответствует стандартной временной нагрузке от людей согласно [3].

Согласно работе Пикуса и Манжосова были получены «графики изменения давления смесей в зависимости от их состава и толщины уложенных слоев» [6], касающихся фибробетонных смесей. Данные выводы показывают о влиянии жесткости бетонной смеси на передачу вибрационных и динамических нагрузок на элементы опалубки, что не учитывается отечественными нормами.

В [1] и [2] отсутствуют пункты о включении в расчеты вертикальных динамических нагрузок. В [2] одна из таблиц носит название «Дополнительные динамические нагрузки, возникающие при выгрузке бетонной смеси», что дает возможность предполагать их возникновение и при отливке перекрытий, но в тексте [2] эта таблица используется только при горизонтальных нагрузках. Большая часть расчетов в нормативных документах относятся к стеновой опалубке, а не к опалубке перекрытий.

Согласно [2] нагрузка от укладки бетононасосами в $q_{\text{вн,укладка}} = 800 \text{ кг/м}^2$ сильно преувеличена, тогда как в [1] её нет. При шаге стоек $1,5 \times 2,0 \text{ м}$ нагрузка приходится на все $3,0 \text{ м}^2$, что при производстве работ не подтверждается даже визуально. Когда теоретически отсутствует слой бетона, нормативная нагрузка, приходящаяся на ось, будет составлять $3,0 \times 800 = 2400 \text{ кг}$. Прибавив еще 100 мм свежееуложенной смеси, получим $2400 + 0,1 \times 2600 = 2660 \text{ кг}$. Обобщенной несущей способностью стоек ниже рассмотренных производителей, заявленной в паспортах на изделия, является нагрузка в 2700 кг , т.е. вся опалубка работает на пределе уже при толщине перекрытия 100 мм . Многолетним инженерным опытом доказано, что шаг $1,5 \times 2,0 \text{ м}$ выдерживает толщину перекрытия $200\text{--}250 \text{ мм}$ при любом способе заливке.

Расчет нагрузок по нормативным документам разделяется на две составляющие:

- расчет по деформациям от нормативных нагрузок;
- расчет на прочность от расчетных нагрузок.

Учитывая, что сочетание динамических нагрузок от укладки $q_{\text{вн,укладка}} = 800 \text{ кг/м}^2$ и от движения людей $q_{\text{вн,люди}} = 150 \text{ кг/м}^2$ больше, чем от вибрирования $q_{\text{вн,вибр.}} = 400 \text{ кг/м}^2$ и людей, и тем более отдельно от каждой из них согласно [1] и [2], максимальную отливаемую толщину можно записать в виде:

- для расчета по деформациям

$$t_{\text{max}} = \frac{\left(\frac{N_{\text{max}}}{ab} - q_{\text{гн,палуба}} - q_{\text{гн,стойка}} - q_{\text{вн,люди}} - q_{\text{вн,укладка}}\right)}{(\rho_{\text{бетон}} + \rho_{\text{арматура}})}, \quad (2)$$

- для расчета по прочности

$$t_{\text{max}} = \frac{\left(\frac{N_{\text{max}}}{ab} - q_{\text{гн,палуба}} \gamma_{f1} - q_{\text{гн,стойка}} \gamma_{f4} - q_{\text{вн,люди}} \gamma_{f5} - q_{\text{вн,укладка}} \gamma_{f6}\right)}{(\rho_{\text{бетон}} \gamma_{f2} + \rho_{\text{арматура}} \gamma_{f3})}. \quad (3)$$

Расчет нагрузок по каталогу компании ООО «ХСИ»

Согласно каталогу продукции 2011 г. компании, на стр. 8 приведена таблица несущей способности стоек, но не приведен метод расчета, а также нет понимания о допустимой нагрузке: является она расчетной или нормативной.

Приведены зависимости толщины отливаемого перекрытия от шага, а также от метода выгрузки смеси, которая по нормативным документам считается горизонтально действующей.

Анализ данных показал, что максимальная толщина отливаемого перекрытия рассчитана по упрощенным формулам с усредненным коэффициентом перегрузки для каждого метода выгрузки.

Максимально отливаемая толщина перекрытия при укладке смеси бетононасосами:

$$t_{\text{max}} = \frac{0,48}{ab}. \quad (4)$$

В «Инструкции по эксплуатации» 2007 года приведена методика расчета в Приложении 2, не полностью соответствующая нормативным документам. Нагрузка определяется только от собственного веса бетона, арматуры и палубы с коэффициентами запаса, как для расчета на

прочность. Описание нагрузки от укладки присутствует, а учета её в расчетах, формулах и примере нет. В примечании Приложения 4 описывается применимость именно нормативных нагрузок, в то время как методика расчета предназначена для расчетных нагрузок.

Согласно методике 2007 года максимальная отливаемая толщина равна:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{N_{max}}{ab} - q_{gn,палуба} \gamma_{f1} - q_{gn,стойка} \gamma_{f4}\right)}{(\rho_{бетон} \gamma_{f2} + \rho_{арматура} \gamma_{f3})}. \quad (5)$$

Расчет нагрузок по паспорту компании ООО «БАЗИС ХОЛДИНГ»

Согласно «Паспорту» и «Инструкции по эксплуатации» компании, на стр. 5 приведен метод расчета нагрузок, основанный на нормативных документах, но не приведены зависимости от шага и в общей формуле нет ни одного коэффициента запаса, т.е. нагрузка рассчитывается, как нормативная. В расчеты введена нагрузка от транспортных средств 250 кг/м^2 , которая исключает нагрузку от людей $q_{vn,люди} = 150 \text{ кг/м}^2$.

Если под понятием о несущей способности стоек любой компании является понятие максимальной нормативной нагрузки, т.е. при которой стойка деформируется, но не ломается, то необходимо отображать это в соответствующих документах. Если несущая способность стойки это расчетная нагрузка, при которой стойка теряет прочность или устойчивость, то необходимо учитывать коэффициенты запаса. Верным является, согласно нормативным документам, когда оба расчета удовлетворяются одновременно.

Из инженерно-практического опыта эксплуатация деформированных элементов не позволяет выполнить требования, предъявляемые к геометрии перекрытия, а также может привести к обрушению всей системы, поэтому, возможно, нагрузка при которой происходят недопустимые деформации, и должна являться несущей.

Согласно паспорту максимальная отливаемая толщина будет равна:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{N_{max}}{ab} - q_{gn,палуба} - q_{gn,стойка} - q_{vn,люди} - q_{vn,укладка}\right)}{(\rho_{бетон} + \rho_{арматура})}. \quad (6)$$

Расчет нагрузок по паспорту компании ООО «PERI»

Согласно паспорту компании «MULTIFLEX» приведен метод расчета нагрузок, приведена зависимость шага стоек от толщины перекрытия, но в общей формуле нет ни одного коэффициента запаса. Все временные нагрузки заменены одной нагрузкой, зависящей от толщины перекрытия, причем, если использовать коэффициент запаса для вычисления расчетной нагрузки, как для собственного веса бетонной смеси и арматуры согласно отечественным нормам, можно сказать, что расчет аналогичен, либо в нем отсутствуют «наши» временные нагрузки, но остальная нагрузка определена с коэффициентами запаса.

Согласно паспорту максимальная отливаемая толщина будет равна:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{N_{max}}{ab} - q_{gn,палуба} - q_{gn,стойка} - q_{vn}\right)}{(\rho_{бетон} + \rho_{арматура})}, \quad (7)$$

где $q_{vn} = 0,2(\rho_{бетон} + \rho_{арматура})t_{max}$, но не менее 150 кг/м^2 и не более 500 кг/м^2 .

Расчет нагрузок по «Руководству по конструкциям опалубок и производству опалубочных работ»

Согласно «Руководству по конструкциям опалубок и производству опалубочных работ» [4] (раздел 4), примерам стр. 413, 467 приведен метод расчета нагрузок, а общая формула практически соответствует формуле, приведенной в нормативных документах. Во всех формулах используются временные нагрузки и коэффициенты запаса, т.е. происходит вычисление расчетной нагрузки, однако, подбор сечения элементов происходит по формулам для нормативных нагрузок, что является двойным переизбытком. Нагрузки от людей во время вибрирования опущены и отсутствует нагрузка от бетононасосов.

Согласно руководству максимально отливаемая толщина будет равна:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{N_{max}}{a \times b} - q_{gn, палуба} \times \gamma_{f1} - q_{gn, стойка} \times \gamma_{f4} - q_{vn, укладка} \times \gamma_{f6}\right)}{(\rho_{бетон} \times \gamma_{f2} + \rho_{арматура} \times \gamma_{f3})}. \quad (8)$$

Зависимость максимально допустимой возводимой толщины перекрытия от шага несущих стоек

На основании вышеизложенного были взяты все методы и построены графики для каждого, отображающие зависимость максимально допустимой (расчетной/нормативной) толщины от шага стоек. Значения постоянных, временных нагрузок и коэффициентов запаса приняты по [1-4] и соответствующим каталогам и паспортам соответствующие каждому методу расчета. Метод укладки бетонной смеси – бетононасосами $q_{vn, укладка} = 800 \text{ кг/м}^2$. Нагрузка от людей – $q_{vn, люди} = 150 \text{ кг/м}^2$ (250 кг/м^2 для опалубки ООО «БАЗИС ХОЛДИНГ»).

Нагрузка от палубы – $q_{vn, палуба} = 50 \text{ кг/м}^2$ (40 кг/м^2 для опалубки ООО «PERI»).

Несущая способность стоек принята – 2700 кг для формул (1)-(5), (7)-(8) и 3000 кг на ось для формулы (6).

Расчет по нормативным документам:

- по деформациям:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 50 - 0 - 150 - 800\right)}{(2500 + 100)} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 950\right)}{2600};$$

- расчет по прочности:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 50 \times 1,1 - 0 \times 1,1 - 150 \times 1,3 - 800 \times 1,3\right)}{(2500 \times 1,2 + 100 \times 1,2)} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 1290\right)}{3120};$$

Расчет ООО «ХСИ»:

- расчет по «Каталогу продукции» 2011 года:

$$t_{max} = \frac{0,48}{ab};$$

- расчет по «Инструкции по эксплуатации» 2007 года:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 50 \times 1,1 - 0 \times 1,1\right)}{(2500 \times 1,2 + 100 \times 1,2)} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 55\right)}{3120};$$

Расчет по паспорту ООО «БАЗИС ХОЛДИНГ»:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{3000}{ab} - 50 - 0 - 250 - 800\right)}{(2500 + 100)} = \frac{\left(\frac{3000}{ab} - 1100\right)}{2600};$$

Расчет по паспорту ООО «PERI»:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 40 - 0 - q_{vn}\right)}{1,2 \times (2500 + 100)} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 190\right)}{2600} \text{ при } t_{max} \leq 288 \text{ мм};$$

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 40 - 0 - q_{vn}\right)}{1,2 \times (2500 + 100)} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 40\right)}{3120} \text{ при } 288 \leq t_{max} \leq 961 \text{ мм};$$

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 40 - 0 - q_{vn}\right)}{1,2 \times (2500 + 100)} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 540\right)}{2600} \text{ при } 961 \leq t_{max}.$$

Расчет по «Руководству по конструкциям опалубок и производству опалубочных работ»:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 50 \times 1,1 - 0 \times 1,1 - 800 \times 1,3\right)}{(2500 \times 1,2 + 100 \times 1,2)} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 1090\right)}{3120}.$$

На основании выше изложенного и практического опыта предлагается расчет вести с учетом временных нагрузок от движения людей, коэффициент по нагрузке от свежееуложенной смеси и арматуре принять равным 1,0, а значения динамической нагрузки от вибрирования или укладки смеси принять равными 100 кг/м^2 до проведения дополнительных исследований в данном направлении.

Альтернативный расчет:

$$t_{max} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 50 \times 1,1 - 150 \times 1,3 - 100 \times 1,3\right)}{(2500 + 100)} = \frac{\left(\frac{2700}{ab} - 380\right)}{2600}.$$

Из графика видно, что расчет нагрузок по отечественным нормам относительно альтернативного расчета на 10-15% завышены, и на 15-25% завышены относительно зарубежных источников каталога ООО «PERI».

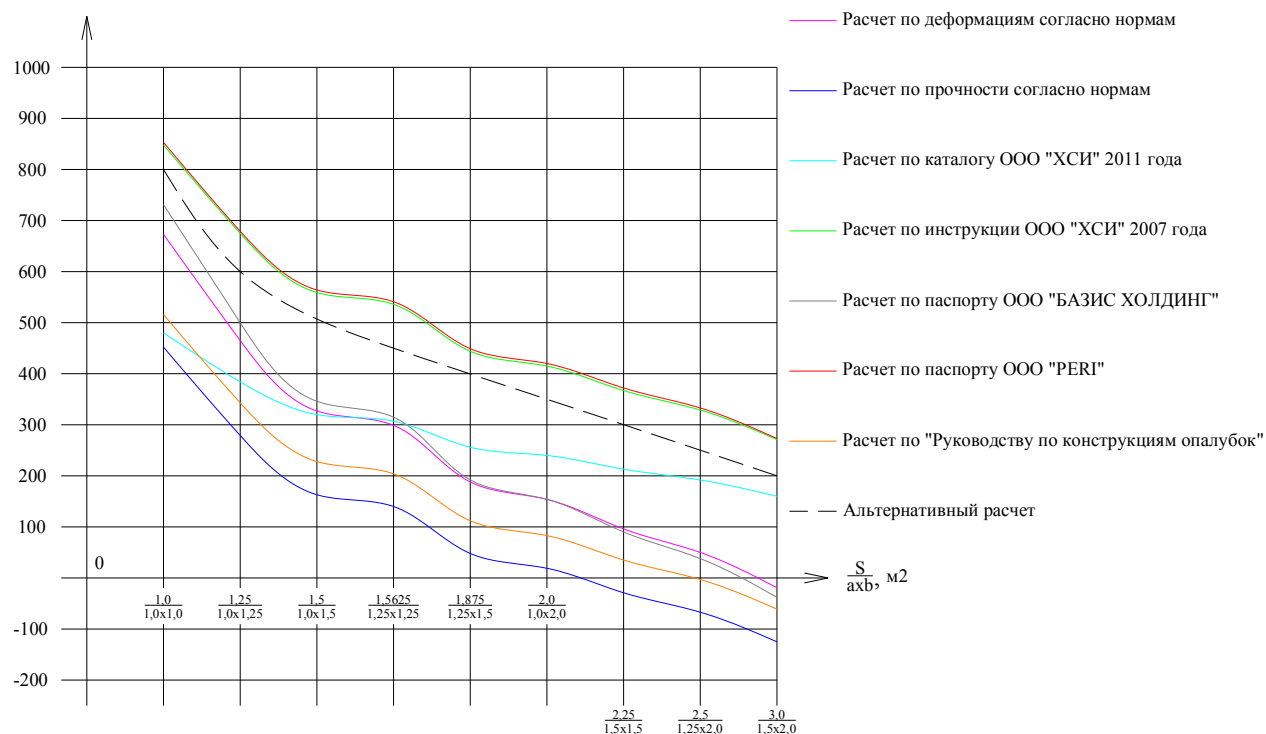


Рисунок 1 – Сводный график зависимости максимальной опалубаемой толщины от шага стоек для различных методов расчета

На основании инженерно-практического опыта и аналитического анализа методов расчета нагрузок на опалубку перекрытий необходимы дополнительные исследования сбора и влияния динамических нагрузок на опалубку перекрытий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции [Текст] / Госстрой России. – М.: АПП ЦИТП, 1991. – 192 с.
2. ГОСТ 52085-2003. Опалубка. Общие технические условия [Текст].
3. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия [Текст] / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000.
4. Руководство по конструкциям опалубок и производству опалубочных работ [Текст] / ЦНИИОМТП Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1983 – 501 с.
5. Никоноров, С.В. Технология раннего нагружения монолитных перекрытий при использовании балочно-стойечной опалубки [Текст] / С.В. Никоноров, О.А. Тарасова // Инженерно-строительный журнал. – 2010. – №4. – С. 17-20.
6. Пикус, Г.А. Давление фибробетонных смесей на вертикальные опалубочные системы [Текст] / Г.А. Пикус, И.В. Манжосов // Вестник ЮУрГУ. – 2012. – №38. – С. 39-42.
7. Евдокимов, Н.И. Строительные материалы [Текст] / Н.И. Евдокимов, А.П. Степанов, О.Г. Пяткова и др. // Опалубка для монолитного строительства: состояние, перспективы развития и проблемы. – 2005. – №6. – С. 50-53.

Карзов Андрей Вячеславович

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Старший преподаватель кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

A. KARZOV

ANALYSIS METHODS OF CALCULATION LOADS CEILING FORMWORKS

The methods of calculating the loads on the formwork. Shows a plot of the maximum allowable thickness of slab concreting step bearing racks formwork analyzed differences calculation methods. Given an alternative method of calculating the loads.

Keywords: *formwork, load calculation, the thickness of the slab, step counters.*

BIBLIOGRAPHY

1. SNiP 3.03.01-87. Nesushhie i ogradhdajushhie konstrukcii [Tekst] / Gosstroj Rossii. – M.: APP CИTP, 1991. – 192 s.
2. GOST 52085-2003. Opalubka. Obshhie tehicheskie uslovija [Tekst].
3. SNiP 2.01.07-85*. Nagruzki i vozdejstvija [Tekst] / Gosstroj Rossii. – M.:GUP CPP, 2000.
4. Rukovodstvo po konstrukcijam opalubok i proizvodstvu opalubochnyh rabot [Tekst] / CНИОМTP Gosstroja SSR. – M.:Стrojizdat, 1983 – 501 s.
5. Nikonorov, S.V. Tehnologija rannego nagruzhenija monolitnyh perekrytij pri ispol'zovanii balochno-stoechnoj opalubki [Tekst] / S.V. Nikonorov, O.A. Tarasova // Inzhenerno-stroitel'nyj zhurnal. – 2010. – №4. – S. 17-20.
6. Pikus, G.A. Davlenie fibrobetonnyh smesej na vertikal'nye opalubochnye sistemy [Tekst] / G.A. Pikus, I.V. Manzhosov // Vestnik JuUrGU. – 2012. – №38. – S. 39-42.
7. Evdokimov, N.I. Stroitel'nye materialy [Tekst] / N.I. Evdokimov, A.P. Stepanov, O.G. Pjatкова i dr. // Opalubka dlja monolitnogo stroitel'stva: sostojanie, perspektivy razvitija i problemy. – 2005. – №6. – S. 50-53.

A. Karzov

Moscow state construction university, Moscow

Senior lecturer of the department «Reinforce concrete and stone structures»

КЛИМОВ А.Н.

МОНИТОРИНГ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ В МОСКВЕ

Рассмотрены вопросы, связанные с мониторингом несущих железобетонных конструкций уникальных зданий. Приведены основные принципы проектирования систем мониторинга, расстановки датчиков в конструкциях, методика обработки данных с определением трендовой и циклической составляющих процесса развития деформаций. Особое внимание уделено вопросу сопоставления результатов расчета здания и данных системы мониторинга с оценкой адекватности расчетной модели.

Ключевые слова: мониторинг, уникальные здания, высотные здания, напряженно-деформированное состояние, железобетонные конструкции.

Мониторинг уникальных строительных объектов проводится для создания всестороннего представления о работе зданий, проверки их соответствия заложенным в проекте расчетным предпосылкам и прогноза развития напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций [1].

В настоящее время реализованы два основных подхода к мониторингу зданий. Общий мониторинг предполагает инструментальное измерение только динамических параметров зданий (периодов собственных колебаний основного тона и обертонов, передаточных функций объектов, их частей и элементов и др.) с контролем их изменения во времени. В мировой практике системы мониторинга, основанные на измерении динамических параметров, используются для зданий и сооружений в сейсмоактивных зонах [2, 3, 6]. Данные системы позволяют выявлять значительные повреждения конструктивных систем, проводить анализ технического состояния объектов после землетрясений, а также используются для проверки расчетных предпосылок: моделей сейсмических воздействий и параметров расчетных схем.

Второй подход предполагает инструментальное измерение параметров НДС конкретных элементов здания: давления на грунт под подошвой фундамента, напряжений и деформаций в несущих конструкциях и т.п. Реализующие данный принцип системы мониторинга позволяют в полной мере решить задачу контроля НДС конструкций и составить прогноз его изменения [4]. Кроме того, отечественный опыт мониторинга стальных конструкций [5] показывает принципиальную возможность использования данных мониторинга для планирования ремонтно-восстановительных работ и контроля качества их исполнения.

Системами мониторинга инженерных конструкций (СМИК) в настоящее время оборудуются все уникальные здания в г. Москве. Тем не менее, исследования в области мониторинга пока находятся на начальном этапе. Существует широкая номенклатура приборов и датчиков от различных фирм-производителей, однако, теоретическая база, касающаяся методики их применения, практически отсутствует. В каталогах приводится исчерпывающая информация о характеристиках конкретных устройств, но оценить возможности системы мониторинга, сформированной на их основе, без достаточного опыта проектировщику невозможно.

Отработка методики мониторинга уникальных зданий была проведена на трех объектах, спроектированных ОАО «ЦНИИЭП жилых и общественных зданий (ЦНИИЭП жилища)»: 43-этажном жилом доме по ул. Дыбенко, 48-этажном многофункциональном жилом комплексе «Континенталь» на проспекте Маршала Жукова и 46-этажном высотном жилом комплексе в мкр. Загорье (рис. 1). Решались различные задачи, связанные с мониторингом: контроль НДС конструкций, сопоставление проектных и действительных параметров, оценка адекватности различных вариантов расчетных моделей зданий и др. В данной статье представлены основные результаты исследований.



Рисунок 1 – Уникальные здания, оборудованные системами мониторинга

Проектирование систем мониторинга. В настоящее время проект мониторинга несущих конструкций уникальных зданий входит в виде отдельного альбома СМИК в проектную и рабочую документацию. Система мониторинга для каждого здания индивидуальна. На вышеперечисленных объектах использовались следующие основные типы датчиков:

- датчики давления на грунт под фундаментной плитой на естественном основании или под свайным ростверком в межсвайном пространстве;
- двухосные наклонометры (измерение кренов здания);
- тензометрические датчики струнного типа в несущих конструкциях: сваях, фундаментах, стенах, колоннах, плитах перекрытий;
- акселерометры и велосиметры для определения динамических параметров зданий.

Функцию контроля НДС конструкций выполняют тензометрические датчики, которые устанавливаются в процессе строительства на арматуру и в дальнейшем измеряют величину относительной деформации сжатия или растяжения. Принцип действия струнных датчиков основан на измерении частоты колебаний натянутой стальной струны, находящейся в стальной трубке и зафиксированной по концам в анкерочных блоках. Колебания струны возбуждаются с помощью электромагнита, расположенного в защитном корпусе посередине стальной трубки. По двум и более результатам измерений легко определить приращение деформаций в исследуемой конструкции. Поэтому важно как можно раньше после заливки бетона произвести сбор начальных показаний датчиков.

Основой мониторинга является методика расстановки датчиков в конструкциях. Именно она определяет полноту получаемой информации и принципиальную возможность решения поставленных перед мониторингом задач. Наибольшие сложности по определению необходимого и достаточного количества датчиков и мест их установки возникают при рассмотрении монолитных железобетонных зданий со стеновой или каркасно-стеновой системой, т.е. большинства современных уникальных объектов. Нельзя признать удовлетворительным решение ограничить область мониторинга только наиболее ответственными и нагруженными конструкциями. Мониторинг отдельных конструкций должен обеспечивать понимание работы конструктивной системы здания в целом: выявлять взаимодействие между ее элементами и устанавливать зависимости между различными характеристиками. Для обеспечения этой задачи на основании многолетнего опыта мониторинга были выработаны принципы расстановки датчиков. Приведем основные из них:

- расстановку датчиков по конструкциям следует производить на основании анализа расчетной модели здания, необходимо уже на стадии проектирования определиться с полем ожидаемых и предельно допустимых значений измеряемых параметров;

- при наличии на одном уровне мониторинга конструкций с различными жесткостными характеристиками (например, стен различной толщины, стен и колонн), а также отличающихся по условиям работы (внутренние и наружные колонны или стены), следует производить мониторинг каждого типа конструкций;
- во внецентренно-сжатых элементах в одном уровне необходимо устанавливать не менее двух датчиков для контроля одновременно изгибающих моментов и продольных сил;
- если в здании можно выделить характерные сечения, например, поперечные или продольные рамы, то целесообразно сконцентрировать оборудование мониторинга по таким сечениям;
- при расстановке датчиков необходимо избегать зон с возможной концентрацией напряжений (у проемов, отверстий), т.к. для таких зон затруднено сопоставление теоретических и фактических данных;
- систему мониторинга несущих конструкций следует дублировать на нескольких уровнях по высоте.

Контроль НДС несущих конструкций. Система мониторинга уникальных зданий начинает функционировать в ручном режиме еще на стадии возведения фундаментов и продолжает работу после завершения строительства и во время эксплуатации. На каждом этапе система выдает большие массивы данных, которые, прежде всего, нуждаются в статистической обработке.

Выделим основные этапы обработки данных мониторинга:

1. обработка измерений, зашумленных в результате внешних наводок;
2. сглаживание краткосрочных колебаний путем построения скользящей средней;
3. оценка точности измерений, определение доверительных интервалов;
4. построение и анализ автоструктурных функций (АСФ).

Последний этап следует осветить подробно. Анализ при помощи АСФ применяется в физике для статистического анализа случайных процессов со сложной временной структурой (гидрометеорологические наблюдения и т.п.) и пока не нашел широкого применения в технических дисциплинах. Тем не менее, данная методика может быть успешно применена при изучении временных вариаций параметров НДС несущих конструкций.

АСФ случайного процесса представляет собой математическое ожидание квадрата приращений функции $X(t)$ на временном интервале τ (в точках, соответствующих двум значениям аргумента):

$$S(\tau) = M[X(t + \tau) - X(t)]^2.$$

АСФ функционально связана с характеристиками спектральных свойств случайного процесса, что позволяет определять его периодические и непериодические составляющие. В качестве иллюстрации произведем анализ методом АСФ данных по развитию деформаций в стене, которые были получены за трехлетний период в эксплуатируемом здании (рис. 2).

Типичный график АСФ процесса развития деформаций в сжатом несущем элементе здания представлен на рисунке 3. Погрешность значения АСФ накапливается при интервалах τ , превышающих половину периода накопления данных.

Предположим, что изучаемый параметр (значение относительных деформаций в конструкции) в каждый момент времени складывается из трех частей:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \varepsilon_1(t) + \varepsilon_2(t),$$

где ε_0 – постоянная составляющая; $\varepsilon_1(t)$ – временные изменения относительных деформаций непериодического характера, которые можно рассматривать как реализацию некоторого случайного процесса; $\varepsilon_2(t)$ – циклическая составляющая временных изменений $\varepsilon(t)$.

В случае статистической независимости членов ε_1 и ε_2 АСФ для $\varepsilon(t)$ будет представлять собой сумму АСФ:

$$S(\tau) = S_1(\tau) + S_2(\tau). \quad (1)$$

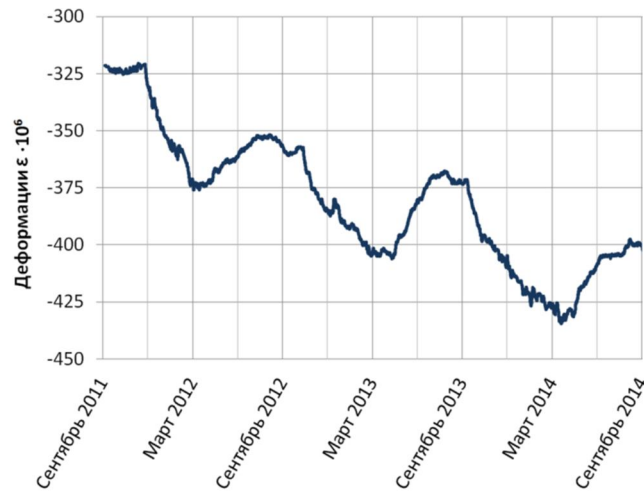


Рисунок 2 – Развитие деформаций в несущей стене 1 этажа за 3-летний период

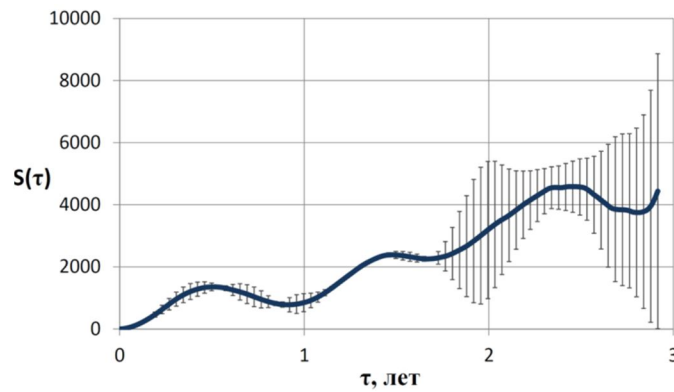


Рисунок 3 – АСФ процесса развития деформаций

Рассмотрим каждую из этих АСФ. Функция $S_1(\tau)$ имеет вид, показанный на рисунке 4, а. АСФ такого вида аппроксимируется зависимостью:

$$S_1(\tau) = \tau^\alpha,$$

где α – характеристика трендовой составляющей процесса.

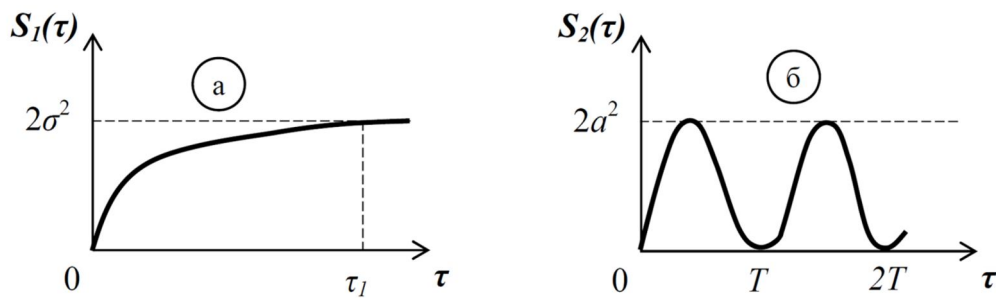


Рисунок 4 – Виды АСФ

С помощью графика $S_1(\tau)$ можно определить среднеквадратическое значение нециклических вариаций параметра во времени:

$$\sigma_1^2(\tau) = \frac{S_1(\tau_1)}{2}. \quad (2)$$

Среднее приращение исследуемой величины в единицу времени может быть получено по формуле:

$$\delta_1 = \frac{\sigma_1}{\tau_1}. \quad (3)$$

Эта величина может быть использована для оценки скорости изменения рассматриваемого процесса.

Функция $S_2(\tau)$ имеет вид, показанный на рисунке 4, б. Существенно, что значение минимумов АСФ позволяет определять характеристики циклических вариаций параметров, так как для периодической функции $X(t)$ с периодом, равным T , АСФ также является периодической с этим же периодом и обращается в ноль при $\tau = T, 2T, 3T$ и т.д.

На графике АСФ для процесса развития деформаций в рассматриваемой конструкции, выделяются обе составляющие, т.е. данный процесс описывается формулой (1). Циклическая составляющая вариаций характеризуется периодом $T \approx 1$ год, т.е. вариации сезонные, обусловленные температурными воздействиями на здание. Амплитуда вариаций по отношению к среднему (трендовому) значению деформаций определена на уровне $\pm 8\%$.

Трендовая составляющая фиксируется по графикам АСФ, так как значение минимумов функции для большинства датчиков отлично от нуля. По результатам анализа, проведенного с помощью формул (2) и (3), относительная скорость увеличения деформаций сжатия в рассматриваемой стене составляет 6% в год.

Сопоставление расчетных и экспериментальных данных.

При сопоставлении расчетных и экспериментальных характеристик НДС несущих конструкций большое значение имеет приведение различных типов данных к одному сравниваемому параметру. Результатом расчета здания в программном комплексе являются значения усилий или напряжений в конструктивных элементах, а результатом мониторинга – графики развития относительных деформаций. Наиболее целесообразно по полученным в ходе расчета напряжениям вычислять относительные деформации в конструкциях. Такой расчет можно осуществить для любого возраста конструкции, при этом важно учитывать реологические свойства бетона: ползучесть и усадку. Стоит отметить, что в данном случае кроме собственно результатов конструктивных расчетов необходимо иметь набор специфических исходных данных: график бетонирования, класс бетона, возраст нагружения конструкций и т.д.

На гистограммах на рисунке 5 для нескольких участков стен высотного здания показан вклад различных составляющих в суммарную величину деформации. Эти данные важны при проведении мониторинга здания, так как датчики системы мониторинга измеряют только суммарную величину относительных деформаций в конструкции с учетом всех факторов, оказывающих на нее влияние.

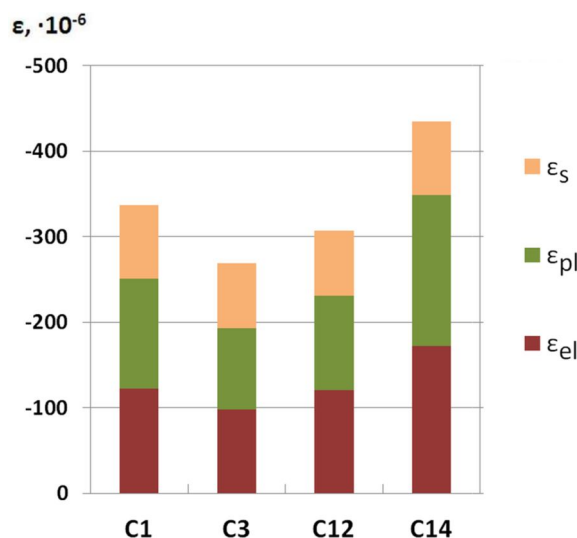


Рисунок 5 – Составляющие суммарной деформации несущих конструкций для стен C1, C3, C12, C14
 ε_{el} – упругие деформации; ε_{pl} – деформации ползучести; ε_s – деформации свободной усадки

В результате сопоставления расчетных и экспериментальных данных должен быть сделан вывод о соответствии расчетной модели действительной работе здания. В случае существенного расхождения расчетная модель должна быть откорректирована.

В ходе проведенного исследования были определены основные факторы, которые влияют на результаты прогноза НДС несущих конструкций методом конечных элементов (МКЭ):

- моделирование совместной работы фундамента здания с грунтовым основанием;
- граничные условия (горизонтальные связи в уровне фундамента);
- моделирование поэтапного возведения здания и приложения нагрузок, шаг монтажа.

Оценку адекватности расчетной модели, т.е. ее соответствия действительной работе здания, целесообразно осуществлять при помощи корреляционного анализа. В этом случае могут быть получены конкретные показатели, а именно коэффициенты корреляции, по которым осуществляется не только качественное, но и количественное сравнение различных моделей:

$$q = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_p \cdot \Delta \varepsilon_m}{n \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_p^2 \cdot \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_m^2},$$

где $\Delta \varepsilon_p = \varepsilon_{p,i} - \varepsilon_{p,i-1}$ – приращение деформаций в конструкции на i -ом этапе возведения по расчету; $\Delta \varepsilon_m = \varepsilon_{m,i} - \varepsilon_{m,i-1}$ – приращение деформаций в конструкции на i -ом этапе возведения по данным системы мониторинга; $\varepsilon_{p,i}$, $\varepsilon_{p,i-1}$ – значение деформаций в конструкции на i -ом и на $(i-1)$ -ом этапах возведения по расчету; $\varepsilon_{m,i}$, $\varepsilon_{m,i-1}$ – значение деформаций в конструкции на i -ом и на $(i-1)$ -ом этапах возведения по данным системы мониторинга.

По результатам анализа строится диаграмма рассеяния (рис. 6). В данном случае диаграмма показывает, что расчетная модель адекватно отражает действительную работу исследуемой конструкции и никакой корректировки не требуется.

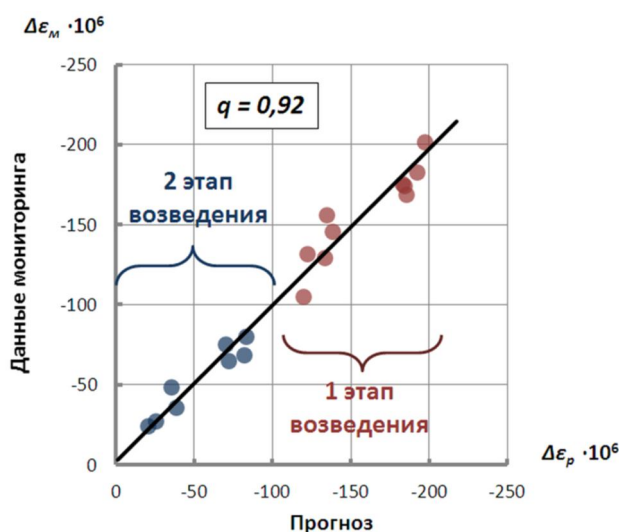


Рисунок 6 – Диаграмма рассеяния, построенная по данным МКЭ прогноза и данным мониторинга

Учитывая наличие широкого спектра отечественных и зарубежных расчетных комплексов и разнообразие заложенных в них возможностей, вопрос рационального, т.е. теоретически и экспериментально обоснованного выбора параметров расчетных моделей неизбежно возникает в практике проектирования. Для уникальных зданий эта задача особенно актуальна, поскольку с увеличением высоты увеличивается и влияние факторов, определяющих НДС конструкций и работу здания в целом, что нашло отражение в создании специальных нормативов и руководств по высотному домостроению. Использование данных инструментального мониторинга несущих конструкций для решения этой задачи представляется наиболее перспективным.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния [Текст]. – М.: Стандартинформ, 2010.
2. Boroschek R., Tamayo F., Aguilar R. Evaluation of the environmental effects on a medium rise building // 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, July 8-11, 2014. Систем. требования: Adobe Acrobat Reader. URL: <http://hal.inria.fr/docs/01/02/20/72/PDF/0294.pdf>.
3. Skolnik D., Ciudad-Real M., Franke M., Kaya Y., Safak E. Structural health monitoring of unique structures in Abu Dhabi Emirate // 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, July 8-11, 2014. Систем. требования: Adobe Acrobat Reader. URL: <http://hal.inria.fr/docs/01/02/20/67/PDF/0110.pdf>.
4. Glisic B., Inaudi D., Lau J.M., Fong C.C. Ten-year monitoring of high-rise building columns using long-gauge fiber optic sensors // Smart materials and structures. 2013. Систем. требования: Adobe Acrobat Reader. URL: http://iopscience.iop.org/0964-1726/22/5/055030/pdf/0964-1726_22_5_055030.pdf.
5. Егоров, Ф.А. Мониторинг инженерных конструкций на примере оценки последствий воздействия челябинского метеорита / Ф.А. Егоров, А.П. Неугольников, В.А. Быковский, С.П. Шерстюк // Мир измерений. – 2013. – №11. – С. 46-51.
6. Меньшиков, А.А. Методика покомпонентного анализа запасов устойчивости крупногабаритных пространственных конструкций при действии многофакторных нагрузок / А.А. Меньшиков, В.А. Гнездилов, В.Г. Григорьев, И.С. Курников // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – М.: РУДН. – 2014. – №5. – С. 51-60.

Климов Алексей Николаевич

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Старший преподаватель кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

E-mail: mgsu.klimov@gmail.com

A. KLIMOV

MONITORING OF BEARING REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNIQUE BUILDINGS IN MOSCOW

The problems associated with structural health monitoring of unique buildings are discussed. The basic principles of monitoring systems design are given. Data processing method that determines the trend and cyclical components of the deformation process is presented. Particular attention is paid to the comparison of design and monitoring data and verification of finite element models.

Keywords: structural health monitoring, unique buildings, high-rise buildings, stress-strain state, reinforced concrete structures.

BIBLIOGRAPHY

1. GOST R 53778-2010. Zdanija i sooruzhenija. Pravila obsledovanija i monitoringa tehničeskogo sostojanija [Tekst]. – М.: Standartinform, 2010.
2. Boroschek R., Tamayo F., Aguilar R. Evaluation of the environmental effects on a medium rise building // 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, July 8-11, 2014. Sistem. trebovanija: Adobe Acrobat Reader. URL: <http://hal.inria.fr/docs/01/02/20/72/PDF/0294.pdf>.
3. Skolnik D., Ciudad-Real M., Franke M., Kaya Y., Safak E. Structural health monitoring of unique structures in Abu Dhabi Emirate // 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, July 8-11, 2014. Sistem. trebovanija: Adobe Acrobat Reader. URL: <http://hal.inria.fr/docs/01/02/20/67/PDF/0110.pdf>.
4. Glisic B., Inaudi D., Lau J.M., Fong C.C. Ten-year monitoring of high-rise building columns using long-gauge fiber optic sensors // Smart materials and structures. 2013. Sistem. trebovanija: Adobe Acrobat Reader. URL: http://iopscience.iop.org/0964-1726/22/5/055030/pdf/0964-1726_22_5_055030.pdf.
5. Egorov, F.A. Monitoring inženernyh konstrukcij na primere ocenki posledstvija čeljabinskogo meteorita / F.A. Egorov, A.P. Neugodnikov, V.A. Bykovskij, S.P. Šerstjuk // Mir izmerenij. – 2013. – №11. – S. 46-51.
6. Men'shikov, A.A. Metodika pokomponentnogo analiza zapasov ustojčivosti krupnogabaritnyh prostanstvennyh konstrukcij pri dejstvii mnogofaktornyh nagruzok / A.A. Men'shikov, V.A. Gnezdilov, V.G. Grigor'ev, I.S. Kurnikov // Stroitel'naja mehanika inženernyh konstrukcij i sooruzhenij. – М.: RUDN. – 2014. – №5. – S. 51-60.

A. Klimov

Moscow state construction university, Moscow

Senior lecturer of the department «Reinforced concrete and masonry structures»

E-mail: mgsu.klimov@gmail.com

МАЛАХОВА А.Н., МУХИН М.А.

ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИЙ ПОДЗЕМНЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ ПОГРЕБ В СОСТАВЕ ПОСТРОЕК ЧАСТНЫХ УСАДЬБ НА РЕЛЬЕФЕ

В настоящее время осуществляется возврат к традиционным сооружениям старых усадеб, таким как бани, погреба, ледники, амбары, сараи, конюшни и др. В статье рассматривается конструктивное решение подземного железобетонного погреба для усадьбы, расположенной на рельефе. Рельеф упрощает организацию входа в погреб.

Ключевые слова: железобетонный погреб, рельеф, перекрытие туннеля, конструктивные элементы, подземные сооружения.

При выполнении благоустройства частных усадеб на рельефе требуется участие не только ландшафтного дизайнера, но также конструктора, который по заданию ландшафтного дизайнера мог бы выполнить, например, проект монолитных железобетонных элементов благоустройства, таких как подпорные стены, лестницы, мостики [1].

Одним из направлений в организации благоустройства современных усадеб является возврат к традиционным сооружениям старых усадеб. Интерес к ним в настоящее время растет. В [2, 3, 4] приводятся примеры планировки, состава сооружений усадеб и организации жизни в них. К традиционным сооружениям старых усадеб можно отнести следующие постройки: бани, погреба, ледники, амбары, сараи, конюшни и др. С появлением возможности применения современных строительных материалов, инженерного оборудования и строительных технологий эффективность функционирования перечисленных сооружений может существенно возрасти. На рисунке 1 представлен план подземного железобетонного погреба. В осях 1-4, Б-В располагается собственно погреб, имеющий ширину помещения $b=2,5$ м, и проход к погребу $b=1,5$ м. Толщина стен составляет 300 мм.

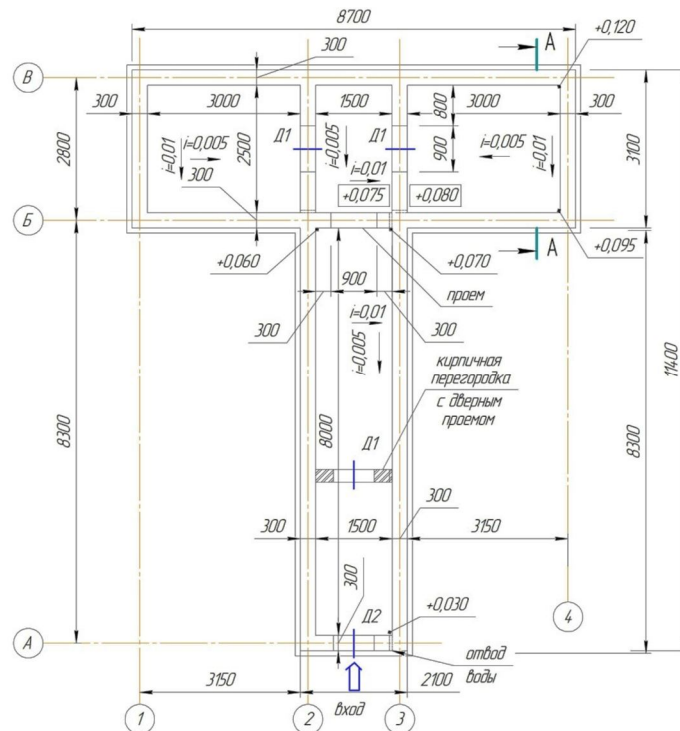


Рисунок 1 – План подземного железобетонного погреба
(разрез А-А смотри на рисунках 2, 4)

Для погреба применен тяжелый бетон, класс бетона по прочности на сжатие В25, марка по водонепроницаемости W8. Расход бетона – $54,5 \text{ м}^3$. Толщина бетонной подготовки составляет 100 мм. Для ее изготовления применен тяжелый бетон, класс бетона по прочности на сжатие В7,5. Объем бетона – $4,85 \text{ м}^3$. Для армирования железобетонных конструкций погреба применена стержневая арматура класса А400. По конструктивному решению рассчитываемый погреб является туннелем и относится к подземным железобетонным инженерным сооружениям. Предпринятый расчет проводился с соблюдением нормативных требований к расчету железобетонных туннелей [5, 6]. Расчетная схема для туннеля, показанного на рисунке 2, представляет собой замкнутую раму с жесткими узлами $h=2,5 \text{ м}$, $b=2,8 \text{ м}$. При проведении расчета рассматривался один погонный метр длины туннеля. Расчетная нагрузка на перекрытие туннеля складывается из собственного веса перекрытия ($h=300 \text{ мм}$), веса грунта засыпки высотой три метра ($\gamma=19,7 \text{ кН/м}^3$) с учетом временной нагрузки на поверхность земли – 10 кН/м^2 . Эквивалентный слой грунта составляет 3,89 м.

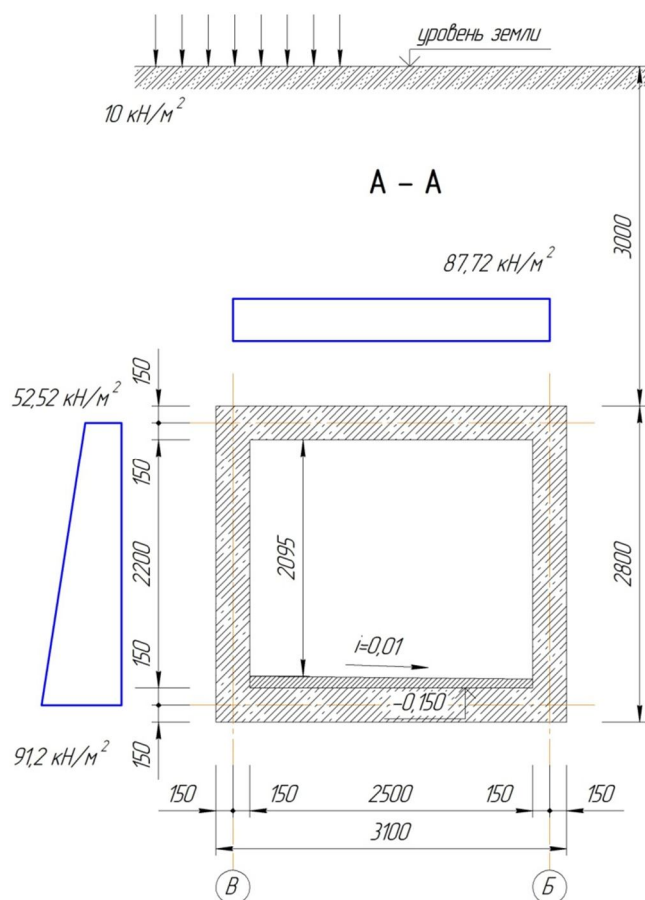


Рисунок 2 – Размеры поперечного сечения в мм и нагрузки на конструктивные элементы в кН/м² (положение разреза А-А на плане туннеля смотри на рисунке 1; горизонтальная нагрузка условно показана как односторонняя).

Расчетное значение вертикальной нагрузки на перекрытие туннеля составляет $87,72 \text{ кН/м}^2$ (коэффициент надежности для насыпного грунта $\gamma_f = 1,15$).

Расчетная горизонтальная нагрузка на стены туннеля на уровне оси перекрытия – $55,52 \text{ кН/м}^2$, на уровне оси днища – $91,2 \text{ кН/м}^2$.

Усилия определяются через табличные коэффициенты α_1 , α_2 в зависимости от параметров: $J_1/J_2=1$, $b/h=2,8/2,5=1,12$. При расчетах усилий принимается $l=1 \text{ м}$.

Усилия в перекрытии:

- момент в узлах – $M_1 = 29,16 \text{ кНм}$;
- момент в пролете – $M_2 = 57,77 \text{ кНм}$;
- поперечная сила – $Q_b = 122,81 \text{ кН}$.

Поперечная сила в днище с учетом собственного веса стен: $Q_n = 143,81$ кН.

Продольная сила в нижнем сечении стенки: $N = Q_n = 143,81$ кН.

Усилия от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки $55,52$ кН/м в стенке:

- момент в узлах – $M_1 = 6,42$ кНм;

- поперечная сила – $Q_1 = 69,4$ кН.

Продольная сила в днище – $N_1 = Q_1 = 69,4$ кН.

Усилия от действия горизонтальной треугольной нагрузки $91,2-52,5=35,7$ кН/м в стенке:

- момент и поперечная сила в верхнем узле: $M_1 = 4,13$ кНм, $Q_1 = 14,88$ кН;

- момент и поперечная сила в нижнем узле: $M_2 = 5,0$ кНм, $Q_2 = 29,75$ кН.

Продольная сила в днище – $N_2 = Q_2 = 29,75$ кН.

Суммарная поперечная сила внизу стенки – $Q = 69,4 + 29,75 = 99,15$ кН.

Суммарная продольная сила в днище – $N = Q = 99,15$ кН.

При проведении прочностных расчетов конструктивные элементы туннеля рассматривались как внецентренно сжатые и как изгибаемые элементы. Для обеспечения несущей способности конструктивных элементов туннеля требуется выполнить их армирование двумя сетками из арматурных стержней $\varnothing 12$ А400, устанавливаемых с шагом 100 мм. Необходимость соблюдения предельно допустимой ширины раскрытия трещин ($0,2$ мм) потребовало увеличения требуемой площади рабочей арматуры туннеля. Для армирования туннеля окончательно принята арматура $\varnothing 14$ А400 с шагом 100 мм. Армирование туннеля-погреба предусмотрено отдельными стержнями.

Расчет по деформациям заключался в сравнении несущей способности основания под погребом ($A=1,0 \times 3,1=3,1$ м², $R_0=0,25$ МПа) с передаваемой им на основание нагрузкой ($N^i=286,96$ кН). Несущая способность основания в соответствии с расчетом признается обеспеченной 775 кН $> 286,96$ кН. Перед возведением погреба устраивается бетонная подготовка, затем выполняется бетонирование днища (1-я очередь бетонирования), стены (2-я очередь бетонирования) и перекрытие погреба (3-я очередь бетонирования).

На рисунке 3, а показано, что для стыковки днища со стенами погреба в днище предусматриваются арматурные выпуски. Длина коротких арматурных выпусков составляет $l_i=500$ мм, длинных – $2l_i=1000$ мм и определяется расчетом. В местах расположения в стенах погреба дверных проемов выпуски арматуры должны быть подрезаны (рис. 3, б).

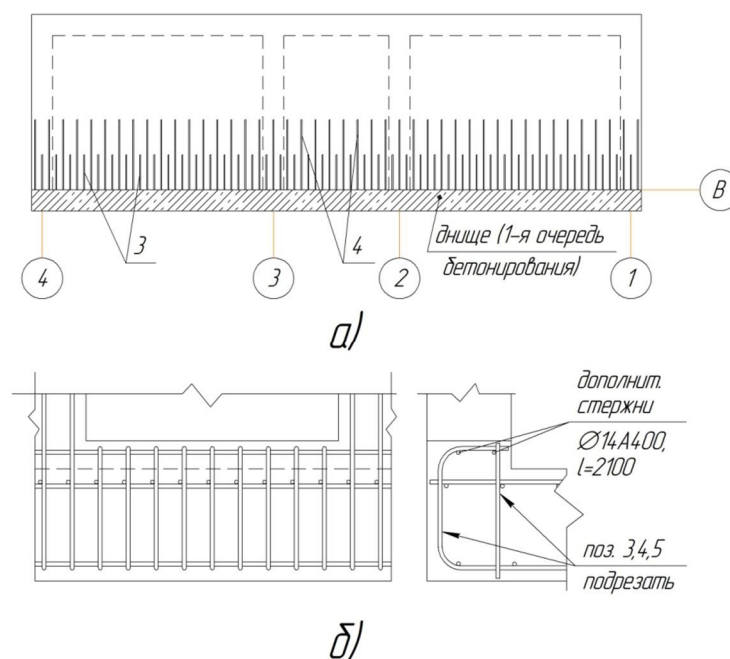


Рисунок 3 – Детали армирования погреба: а – арматурные выпуски для организации стыковки днища со стенами; б – арматурные выпуски в местах расположения дверных проемов

На рисунке 4 приведена схема армирования погреба в сечении А-А. Расположение сечения А-А на плане погреба указано на рисунке 1.

Для стыковки стен погреба с перекрытием также предусматриваются арматурные выпуски. При этом загиб арматурных стержней выполняется с использованием оправки, диаметр которой $d_{оп}=70$ мм. На рисунке 4 показаны швы бетонирования. Защитный слой рабочей арматуры составляет 40 мм.

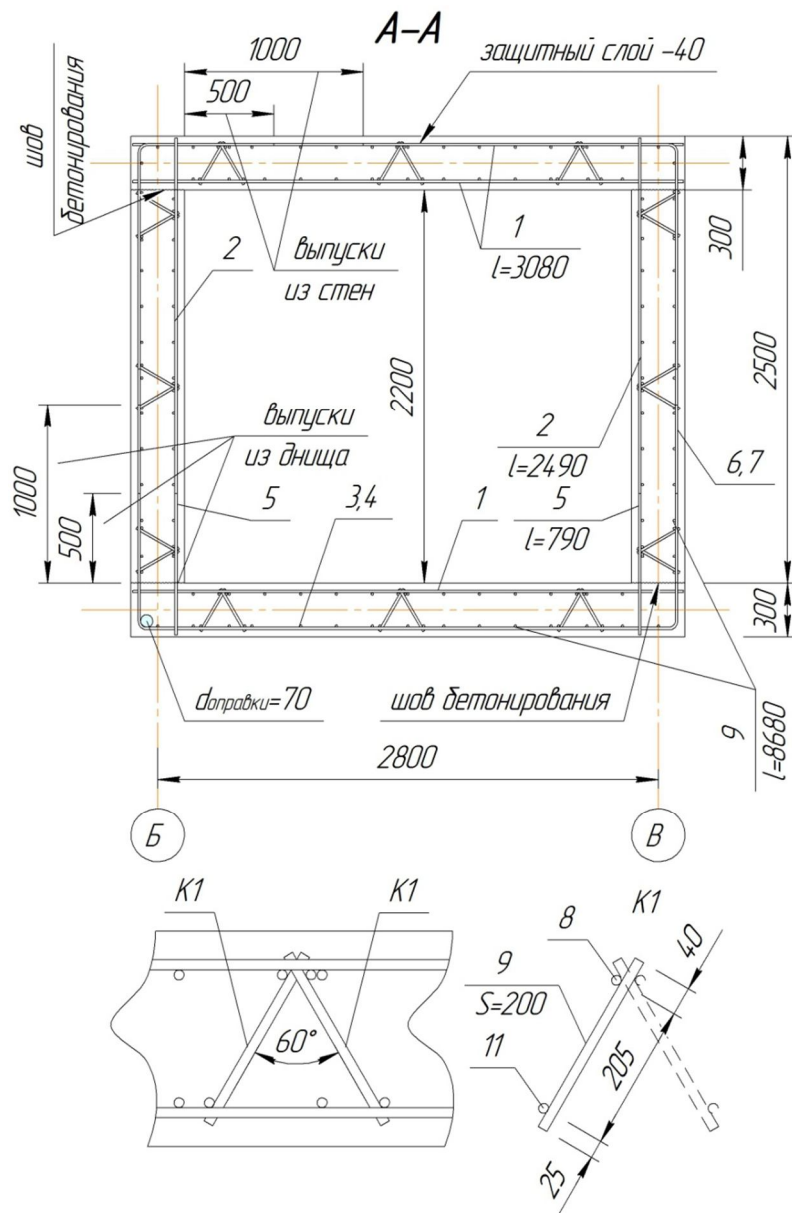


Рисунок 4 – Схема армирования погреба в сечении А-А (положение разреза А-А на плане туннеля смотри на рисунке 1): поз. 1, 3, 4, 5, 9 – арматура днища; поз. 2, 6, 7, 9 – арматура стен; поз. 1, 9 – арматура перекрытия; поз. 8, 9 – арматурные стержни поддерживающего каркаса

Для обеспечения проектного положения нижней арматуры, а также требуемой толщины защитного слоя в процессе бетонирования погреба используются растворные фиксаторы. Фиксаторы, поддерживающие каркасы верхней арматуры погреба, показаны на рисунке 4. Эти фиксаторы составлены из двух плоских каркасов К1, каждый из которых включает в себя продольные стержни (поз. 8) и поперечные стержни (поз. 9). На схемах и деталях армирования погреба проставлены позиции и указана длина арматурных стержней. Для возведения погреба (в соответствии со спецификацией) требуется 3,2 т арматуры $\varnothing 14$ А400.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Малахова, А.Н. Монолитные железобетонные элементы благоустройства усадебных участков на рельефе [Текст] / А.Н. Малахова, М.А. Мухин. – Вестник МГСУ. – №12. – 2012. – С. 27-31.
2. Субботин, О.С. Дворянские усадьбы, особняки и виллы в структуре поселений Кубани (XIX-XX вв.) [Текст] / О.С. Субботин // Жилищное строительство. – №7. – 2013. – С. 36-40.
3. Иванов, Ю.Г. Русские усадьбы-музеи [Текст] / Ю.Г. Иванов. – Смоленск: Русич, 2010. – 368 с.
4. Копсова, Т.П. Жилая застройка уездных городов Казанской губернии [Текст] / Т.П. Копсова, А.А. Кутергина. – Жилищное строительство. – 2013. – №5. – С. 31-35.
5. Добромислов, А.Н. Примеры расчета конструкций железобетонных инженерных сооружений. Справочное пособие: [Текст] / А.Н. Добромислов. – М.: АСВ, 2010. – С. 20-22.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного натяжения арматуры (к СП 52-101-2003) [Текст]. – М.: ОАО ЦНИИПромзданий, НИИЖБ, 2005. – 214 с.

Малахова Анна Николаевна

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Кандидат технических наук, профессор

Тел.: +7 (499)287-49-19

Мухин Михаил Александрович

Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций имени В.А. Кучеренко

Ведущий научный сотрудник

A. MALAKHOVA, M. MUKHIN

DETACHED REINFORCED CONCRETE UNDERGROUND CELLAR AS PART OF BUILDINGS PRIVATE ESTATES ON THE RELIEF

Now is a return to the traditional structures of the old estates, such as baths, cellar, glaciers, barns, sheds, stables and other. The article deals with a constructive solution of the underground concrete cellar for the estate, located on the terrain. Relief simplifies the entrance to the cellar.

Keywords: Reinforced concrete cellar, relief, blocking the tunnel, structural elements, underground constructions.

BIBLIOGRAPHY

1. Malahova, A.N. Monolitnye zhelezobetonnye elementy blagoustrojstva usadebnyh uchastkov na rel'efe [Tekst] / A.N. Malahova, M.A. Muhin. – Vestnik MGSU. – №12. – 2012. – S. 27-31.
2. Subbotin, O.S. Dvorjanskije usad'by, osobnjaki i villy v strukture poselenij Kubani (XIX-XX vv.) [Tekst] / O.S. Subbotin // Zhilishhnoe stroitel'stvo. – №7. – 2013. – S. 36-40.
3. Ivanov, Ju.G. Russkie usad'by-muzei [Tekst] / Ju.G. Ivanov. – Smolensk: Rusich, 2010. – 368 s.
4. Kopsova, T.P. Zhilaja zastrojka uezdnyh gorodov Kazanskoj gubernii [Tekst] / T.P. Kopsova, A.A. Kutergina. – Zhilishhnoe stroitel'stvo. – 2013. – №5. – S. 31-35.
5. Dobromyslov, A.N. Primery rascheta konstrukcij zhelezobetonnyh inzhenernyh sooruzhenij. Spravochnoe posobie: [Tekst] / A.N. Dobromyslov. – M.: ASV, 2010. – S. 20-22.
6. Posobie po proektirovaniju betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij iz tjazhelogo betona bez predvaritel'nogo natjazhenija armatury (k SP 52-101-2003) [Tekst]. – M.: ОАО ЦНИИПромзданий, НИИЖБ, 2005. – 214 s.

A. Malakhova

Moscow state construction university, Moscow

Candidate of technical sciences, professor

Ph.: +7 (499)287-49-19

M. Mukhin

Central research institute of building constructions of the name V.A. Kucherenko

Leading researcher

НГУЕН ЧОНГ ТАМ

КОЛЕБАНИЯ ПОВЕРХНОСТИ УПРУГОГО ПОЛУПРОСТРАНСТВА ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ

Получены аналитические решения перемещений поверхности упругого полупространства при движении сосредоточенной силы. Для решения используется аппарат обобщённых функций и интегральное преобразование Фурье. Для определения изображений Фурье неизвестных функций на границе полупространства используется условия аналитичности изображений Фурье функций перемещений в нижней комплексной полуплоскости, для чего числитель изображения Фурье функций перемещений приравнивается нулю при значениях, равных нулям знаменателя, расположенных в нижней комплексной полуплоскости. Такой подход упрощает решение в том случае, если требуется определять только перемещения на границе области.

Ключевые слова: упругое полупространство, сосредоточенная сила, интегральное преобразование Фурье.

Колебания поверхности грунта, создаваемые различными подвижными нагрузками (железнодорожные поезда, поезда метро, автомобили), вызывают значительное беспокойство у жителей расположенных рядом с трассами зданий. При возрастании скоростей движения интенсивность генерируемых колебаний, как правило, увеличивается. При движении современных высокоскоростных экипажей, поездов и автомобилей, увеличение уровней вибраций особенно значительно, когда скорости движения экипажей приближаются к критическим скоростям, распространения волн в рельсах, плитах и грунте.

Наиболее важными являются три типа таких критических скоростей: скорость поверхностной волны Рэлея в грунтах, скорость волн в плитах и минимальная фазовая скорость изгибных волн, распространяющихся в верхнем строении пути. Все эти критические скорости могут быть даже превышены современными высокоскоростными поездами и автомобилями, особенно в случае, когда трассы проложены на мягких грунтах. Было теоретически предсказано [1], если скорость движения поездов превышает скорость распространения волн Рэлея C_R в грунте, являющемся основанием пути, вибрации существенно возрастают. Это явление подобно звуковому удару, создаваемому самолетами, пересекающими звуковой барьер. Это явление – возрастание вибраций при движении поездов со сверх Рэлеевскими скоростями – было подтверждено экспериментально [2] на участках с мягкими грунтами, на которых скорости движения поездов достигали и превышали скорости распространения волн Рэлея. Повышенное внимание железнодорожных компаний и экологов к проблеме защиты от вибраций, связанных с высокоскоростными поездами, стимулировало большое число теоретических и экспериментальных исследований в этой области [3].

В настоящей работе решается задача определения критических скоростей и перемещений поверхности грунта при движении подвижной нагрузки по упругому полупространству. В отличие от известных методов и решений используется аппарат обобщённых функций и интегральное преобразование Фурье. Особенностью предлагаемого метода является определение значений функции перемещений поверхности без определения общего решения системы дифференциальных уравнений. Изображения Фурье функций перемещений на границе полупространства определяются из условия аналитичности изображений Фурье функций перемещений в нижней комплексной полуплоскости, для чего числитель изображения Фурье функций перемещений приравнивается нулю при значениях, равных нулям знаменателя, расположенных в нижней комплексной полуплоскости.

Полученные результаты сравниваются с известными решениями [4, 5].

1. Представление дифференциальных уравнений теории упругости в обобщённых функциях

Рассмотрим движение упругого тела, занимающего выпуклую область Ω , на интервале времени $[0, T]$ под действием сил f_i . Область может иметь в некоторых направлениях неограниченные размеры (например, полупространство).

Пусть, $\{U_i(x_1, x_2, x_3)\}$ – функции, описывающие перемещения точек тела. Введём функции:

$$\begin{aligned} U_i(x, t) &= \{U_i(x_1, x_2, x_3)\} \theta(\Omega) \theta(T); \\ U_i(x, t) &= 0, x \notin \Omega \text{ и } t \notin [0, T]. \end{aligned} \quad (1)$$

Таким образом, функции, описывающие перемещения точек, продолжаются нулями вне области $\theta(\Omega)$. Также представляются и функции напряжений:

$$\sigma_{ij} = \{\sigma_{ij}\} \theta(\Omega) \theta(T). \quad (2)$$

$\theta(\Omega)$ и $\theta(T)$ – характеристические функции области, занимаемой телом, и интервала времени $[0, T]$.

Дифференциальные уравнения теории упругости, записанные в обычных функциях:

$$\begin{aligned} \lambda \delta_{ij} (u_{k,k}) + \mu (u_{i,j} + u_{j,i}) - \sigma_{ij} &= 0, \quad i, j, k = 1, 2, 3, \\ \sigma_{ij,i} - \rho \ddot{u}_j &= -g_j \end{aligned} \quad (3)$$

где λ и μ – параметры Лямэ; ρ – плотность материала среды; δ_{ij} – символ Кронекера, $\delta_{ij} = 1$ при $i=j$, $\delta_{ij} = 0$, при $i \neq j$.

Для упрощения выкладок введём новую переменную $\tau = c_p t$ и примем обозначения:

$$\sigma_{ij,i}(x, \tau) - \rho c_p^2 \frac{\partial^2 u_j(x, \tau)}{\partial \tau^2} = -g_j(x, \tau). \quad (4)$$

$c_p^2 = (\lambda + 2\mu) / \rho$ – скорость распространения продольных волн; $c_s^2 = \mu / \rho$ – скорость распространения волн сдвига, $\alpha = c_p / c_s$.

Представим оба уравнения (3) в обобщённых функциях:

$$\begin{aligned} \lambda \delta_{ij} (U_{k,k}) + \mu (U_{i,j} + U_{j,i}) - \sigma_{ij} &= \lambda \delta_{ij} [U_k]_s \cos(\bar{n} \cdot x_k) \delta_s + \\ &+ \mu ([U_i]_s \cos(\bar{n} \cdot x_j) + [U_j]_s \cos(\bar{n} \cdot x_i)) \delta_s. \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ij,i} - \rho c_p^2 \ddot{U}_j &= -G_j + [\sigma_{ij}]_s \cos(\bar{n} \cdot x_i) \delta_s - \rho c_p^2 \{ [U_j]_{\tau=0} \dot{\delta}(\tau) - \\ &- [U_j]_{\tau=c_p T} \dot{\delta}(\tau - c_p T) + [\dot{U}_j]_{\tau=0} \delta(\tau) - [\dot{U}_j]_{\tau=c_p T} \delta(\tau - c_p T) \}. \end{aligned} \quad (6)$$

где δ_s – дельта-функция, сосредоточенная на поверхности тела; $[U_i]_s$ и $[\sigma_{ij}]_s$ – скачки функций U_i и σ_{ij} при переходе извне через границу области, занимаемой телом, и так как функции U_i и σ_{ij} вне этой области равны нулю, $[U_i]_s$ и $[\sigma_{ij}]_s$ представляют собой значения этих функций на границе области.

Функции: $[U_j]_{\tau=0}$, $[U_j]_{\tau=c_p T}$, $[\dot{U}_j]_{\tau=0}$ и $[\dot{U}_j]_{\tau=c_p T}$ представляют собой начальные и конечные условия, то есть перемещения и скорости точек тела при $\tau=0$ и $\tau=c_p T$, если рассматривается движение среды на конечном интервале времени. При рассмотрении движения среды на интервале времени от $-\infty$ до $+\infty$ функции, определяющие начальные и конечные условия, равны нулю.

G_i совпадает в рассматриваемой области Ω с функцией g_i и равна нулю вне этой области и вне интервала $[0, c_p T]$.

При записи дифференциальных уравнений в обобщённых функциях используется следующее правило [6]:

«Если в левой части уравнения находится производная некоторой функции по i -ой координате (например, $U_{j,i}$, то в правой части его необходимо записать слагаемое, состоящее из произведения значения этой функции на границе области – $[U_j]_s$ на косинус угла между нор-

маленько к границе \bar{n} и осью x_i и дельта – функции – δ_s ». То есть, функции $U_{j,i}$, стоящей в левой части уравнения, будет соответствовать слагаемое $[U_j]_s \cos(\bar{n} \cdot x_i) \delta_s$, которое необходимо записать в правой части уравнения».

2. Представление уравнений в области изображений Фурье

Систему уравнений (6) решим, используя преобразование Фурье по четырем переменным:

$$\begin{aligned} \tilde{F}(v_1, v_2, v_3, \omega) &= \int_{E_4} f(x_1, x_2, x_3, \tau) \exp[i(v_j x_j + \omega \tau)] dV, \\ f(x_1, x_2, x_3, \tau) &= \frac{1}{16\pi^4} \int_{W_4} \tilde{F}(v_1, v_2, v_3, \omega) \exp[-i(v_j x_j + \omega \tau)] dW, \\ dV &= dx_1 dx_2 dx_3 d\tau, \quad dW = dv_1 dv_2 dv_3 d\omega, \end{aligned} \quad (7)$$

Использованы свойства изображений Фурье, определяемые соотношениями:

$$\int_{E_4} \left(\frac{\partial f}{\partial x_j}, \frac{\partial^2 f}{\partial \tau^2} \right) \exp[i(v_j x_j + \omega \tau)] dV = -(iv_j, \omega^2) \tilde{F}. \quad (8)$$

При выполнении преобразования Фурье удобно использовать следующее правило: «дифференцирование по i -той, переменной которое в тензорной алгебре обозначается запятой (например, $\sigma_{ij,i}$), заменяется произведением $(-iv_i)$ ». Поэтому $\sigma_{ij,i} \Rightarrow (-iv_i) \tilde{\sigma}_{ij}$ при этом сохраняется правило суммирования по повторяющимся индексам.

Так как рассматривается состояние среды на бесконечном интервале времени, поэтому начальные и конечные условия состояния среды из уравнений исключены. И объемная нагрузка не рассмотрена. Интегрирование выполняется в четырехмерной области E_4 по переменным x_1, x_2, x_3 и τ . Умножая левую и правую части уравнений (5) и (6) на $\exp[i(v_k x_k + \omega \tau)]$ и интегрируя по области E_4 , получим:

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_{ij} &= -iv_k \lambda \delta_{ij} (\tilde{U}_k) - i\mu (v_j \tilde{U}_i + v_i \tilde{U}_j) - \int_{E_4} \left\{ \lambda \delta_{ij} [U_k]_s \cos(\bar{n} \cdot x_k) \delta_s + \right. \\ &\quad \left. + \mu ([U_i]_s \cos(\bar{n} \cdot x_j) + [U_j]_s \cos(\bar{n} \cdot x_i)) \delta_s \right\} \exp[i(v_j x_j + \omega \tau)] dV \end{aligned} \quad (9)$$

$$-iv_i \tilde{\sigma}_{ij} + \rho c_p^2 \omega^2 \tilde{U}_j = \int_{E_4} [\sigma_{ij}]_s \cos(\bar{n} \cdot x_i) \delta_s \exp[i(v_j x_j + \omega \tau)] dV. \quad (10)$$

Исключая из уравнений (9) и (10) изображения Фурье напряжений, получим систему уравнений, в которую входят только изображения Фурье перемещений:

$$[v_1^2 + v_2^2 - \alpha^2 \omega^2] \tilde{U}_j + (\alpha^2 - 1) \tilde{U}_i v_i v_j = \tilde{F}_j / \mu. \quad (11)$$

Изображение Фурье обобщённой нагрузки, в которую входят силовые и кинематические параметры:

$$\begin{aligned} \tilde{F}_j &= \int_{E_4} \left\{ -[\sigma_{ij}]_s \cos(\bar{n} \cdot x_i) \delta_s + iv_i \left\{ \lambda \delta_{ij} [U_k]_s \cos(\bar{n} \cdot x_k) + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \mu ([U_i]_s \cos(\bar{n} \cdot x_j) + [U_j]_s \cos(\bar{n} \cdot x_i)) \right\} \delta_s \right\} \exp[i(v_j x_j + \omega \tau)] dV. \end{aligned} \quad (12)$$

Решения этой системы уравнений можно представить в виде:

$$\tilde{U}_i = \frac{\alpha^2 (v_1^2 + v_2^2 - \omega^2) \tilde{F}_i + (\alpha^2 - 1) \tilde{F}_j v_i v_j}{\rho c_p^2 (v_1^2 + v_2^2 - \alpha^2 \omega^2) (v_1^2 + v_2^2 - \omega^2)}. \quad (13)$$

Применив обратное преобразование Фурье к выражению (13), получим перемещение в области координат и времени. Рассмотрим частный случай при движении постоянной силы по поверхности упругого полупространства.

3. Движение постоянной силы по поверхности упругого полупространства

3.1. Определение обобщённой нагрузки на поверхности полупространства

Рассмотрим напряжённое состояние, создаваемое в полубесконечном упругом полупространстве силой P , перемещающейся в направлении оси x_1 с постоянной скоростью V .

Силу, перемещающуюся в направлении оси x_1 с постоянной скоростью V , представим в виде произведения дельта функций:

$$\sigma_{22}(x_1, 0, t) = P\delta(x_1 - Vt) = P\delta(x_1 - \beta\tau), \quad \sigma_{12}(x_1, 0, t) = 0, \quad (14)$$

где $\beta = V/c_p$ – отношение скоростей.

Изображения Фурье обобщенных нагрузок (12) можно представить в виде:

$$\text{при } j = 1: \quad \tilde{F}_1 = -i\lambda v_1 [\tilde{U}_2]_s - iv_2 \mu [\tilde{U}_1]_s. \quad (15)$$

$$\text{при } j = 2: \quad \tilde{F}_1 = 2\pi P\delta(\omega + \beta v_1) - i(\lambda + 2\mu)v_2 [\tilde{U}_2]_s - iv_1 \mu [\tilde{U}_1]_s. \quad (16)$$

где $[\tilde{U}_1]_s = \tilde{U}_1(v_1, 0, \omega)$, $[\tilde{U}_2]_s = \tilde{U}_2(v_1, 0, \omega)$ – изображения Фурье перемещений на поверхности.

3.2 Определение изображений Фурье функций перемещений на поверхности упругого полупространства

В числителе выражения (13) кроме заданной нагрузки находятся функции, описывающие перемещения на поверхности. Обычно эти функции определяются путём подстановки граничных условий в общее решение. В настоящей работе используется другой подход. Ввиду того, что функции $U_i(x)$, определяющие перемещения, должны быть тождественно равны нулю при $x_2 < 0$, изображения Фурье этих функций должны быть аналитическими в комплексной полуплоскости $v_2 > 0$. Таким образом, для определения изображений Фурье неизвестных функций на границе полупространства необходимо найти корни знаменателя выражения (13), лежащие в нижней комплексной полуплоскости $v_2 > 0$, и подставить их в числитель. Такой подход упрощает решение в том случае, если требуется определять только перемещения на границе области.

Корни знаменателя выражения (13) определяются из уравнения:

$$\alpha^2(v_1^2 + v_2^2 - \omega^2)\tilde{F}_i + (\alpha^2 - 1)\tilde{F}_j v_i v_j = 0, \quad (17)$$

Найдём корни знаменателя, лежащие в верхней полуплоскости:

$$v_{2,1} = \sqrt{\omega^2 - v_1^2} \quad \text{и} \quad v_{2,2} = \sqrt{\alpha^2 \omega^2 - v_1^2}. \quad (18)$$

Подставляя эти корни в числители выражений (13), получим систему уравнений для определения неизвестных изображений Фурье функций перемещений:

$$\begin{cases} -2v_1 \sqrt{\omega^2 - v_1^2} [\tilde{U}_1]_s + (2v_1^2 - \alpha^2 \omega^2) [\tilde{U}_2]_s = 2\pi i \frac{P}{\mu} \sqrt{\omega^2 - v_1^2} \delta(\omega + \beta v_1) \\ (2v_1^2 - \alpha^2 \omega^2) [\tilde{U}_1]_s + 2v_1 \sqrt{\alpha^2 \omega^2 - v_1^2} [\tilde{U}_2]_s = -2\pi i \frac{P}{\mu} v_1 \delta(\omega + \beta v_1) \end{cases}. \quad (19)$$

Решения этой системы уравнений имеет вид:

$$\begin{aligned} [\tilde{U}_1]_s &= -2\pi i \frac{P}{\mu} \delta(\omega + \beta v_1) \frac{2v_1 \sqrt{\alpha^2 \omega^2 - v_1^2} \sqrt{\omega^2 - v_1^2} + (2v_1^2 - \alpha^2 \omega^2) v_1}{4v_1^2 \sqrt{\omega^2 - v_1^2} \sqrt{\alpha^2 \omega^2 - v_1^2} + (2v_1^2 - \alpha^2 \omega^2)^2} \\ [\tilde{U}_2]_s &= -2\pi i \frac{P}{\mu} \delta(\omega + \beta v_1) \frac{\alpha^2 \omega^2 \sqrt{\omega^2 - v_1^2}}{4v_1^2 \sqrt{\omega^2 - v_1^2} \sqrt{\alpha^2 \omega^2 - v_1^2} + (2v_1^2 - \alpha^2 \omega^2)^2} \end{aligned} \quad (20)$$

3.3 Определение функций перемещений на поверхности упругого полупространства

Выполнив обратное преобразование Фурье функций, представленных в выражениях (20), получим:

$$u_1(x_1, 0, \tau) = -\frac{Pi}{2\pi\mu} \frac{2\sqrt{\alpha^2\beta^2-1}\sqrt{\beta^2-1} + (2-\alpha^2\beta^2)}{4\sqrt{\beta^2-1}\sqrt{\alpha^2\beta^2-1} + (2-\alpha^2\beta^2)^2} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\exp[-i(x_1 - \beta\tau)v_1]}{v_1} dv_1$$

$$u_2(x_1, 0, \tau) = -\frac{Pi}{2\pi\mu} \frac{\alpha^2\beta^2\sqrt{\beta^2-1}}{4\sqrt{\beta^2-1}\sqrt{\alpha^2\beta^2-1} + (2-\alpha^2\beta^2)^2} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\exp[-i(x_1 - \beta\tau)v_1]}{|v_1|} dv_1 \quad (21)$$

При выполнении обратного преобразование Фурье по времени используется свойство дельта функций, что позволяет легко выполнить интегрирование.

3.4 Перемещения поверхности упругого полупространства в зависимости от отношения скорости движения нагрузки к скоростям распространения волн

Рассмотрим три случая:

- сила перемещается со скоростью меньшей скорости распространения волн сдвига $\alpha\beta < 1$ ($V < c_s$);
- сила перемещается со скоростью большей скорости распространения волн сдвига, но меньше скорости распространения продольных волн $c_s < V < c_p$;
- сила перемещается со скоростью превышающей распространение продольных волн.

Первый случай: $\alpha\beta < 1$ ($V < c_s$).

Выражения (21) с использованием теории вычетов будут в следующем виде:

$$u_1(x_1, 0, \tau) = -\frac{P}{2\mu} \frac{-2\sqrt{1-\alpha^2\beta^2}\sqrt{1-\beta^2} + (2-\alpha^2\beta^2)}{-4\sqrt{1-\beta^2}\sqrt{1-\alpha^2\beta^2} + (2-\alpha^2\beta^2)^2} \operatorname{sgn}(x_1 - \beta\tau)$$

$$u_2(x_1, 0, \tau) = -\frac{P}{\pi\mu} \frac{\alpha^2\beta^2\sqrt{1-\beta^2}}{-4\sqrt{1-\beta^2}\sqrt{1-\alpha^2\beta^2} + (2-\alpha^2\beta^2)^2} \int_0^{\infty} \frac{\cos[(x_1 - \beta\tau)v_1]}{v_1} dv_1 \quad (22)$$

Вычисляя интеграл во втором выражении, получим:

$$u_2(x_1, 0, \tau) = -\frac{P}{\pi\mu} \frac{\alpha^2\beta^2\sqrt{1-\beta^2}}{-4\sqrt{1-\beta^2}\sqrt{1-\alpha^2\beta^2} + (2-\alpha^2\beta^2)^2} (-\ln|x_1 - \beta\tau| + C). \quad (23)$$

C – постоянное.

Перемещения неограниченно растут, если знаменатели выражения (22) равны нулю, то есть:

$$\left(2 - \left(\frac{V}{c_s}\right)^2\right)^2 = 4\sqrt{1 - \left(\frac{V}{c_p}\right)^2} \sqrt{1 - \left(\frac{V}{c_s}\right)^2}. \quad (24)$$

Полученное уравнение определяет фазовую скорость распространения поверхностных волн Рэлея. Отметим, что перемещения поверхности полупространства неограниченно растут, когда скорость движения силы приближается к фазовой скорости поверхностной волны.

Второй случай: $\frac{1}{\alpha} < \beta < 1$ ($c_s < V < c_p$).

Выражения функций перемещений поверхности имеют следующий вид:

$$u_1(x_1, 0, \tau) = -\frac{P \operatorname{sgn}(x_1 - \beta\tau)}{2\mu \left[16(\beta^2 - 1)(1 - \alpha^2\beta^2) + (2 - \alpha^2\beta^2)^4 \right]} \left\{ 8(\beta^2 - 1)(1 - \alpha^2\beta^2) + (2 - \alpha^2\beta^2)^2 + 2i(2 - \alpha^2\beta^2)\sqrt{\beta^2 - 1}\sqrt{1 - \alpha^2\beta^2} \right\} \quad (25)$$

$$u_2(x_1, 0, \tau) = -\frac{P}{\pi\mu} \frac{\alpha^2\beta^2\sqrt{\beta^2 - 1} \left[-4\sqrt{\beta^2 - 1}\sqrt{1 - \alpha^2\beta^2} + i(2 - \alpha^2\beta^2)^2 \right]}{16(\beta^2 - 1)(1 - \alpha^2\beta^2) + (2 - \alpha^2\beta^2)^4} (-\ln|x_1 - \beta\tau| + C)$$

Третий случай: $\beta > 1$ ($V > c_p$).

Перемещения поверхности грунта определяются выражениями:

$$u_1(x_1, 0, \tau) = -\frac{P}{2\mu} \frac{2\sqrt{\alpha^2\beta^2 - 1}\sqrt{\beta^2 - 1} + (2 - \alpha^2\beta^2)}{4\sqrt{\beta^2 - 1}\sqrt{\alpha^2\beta^2 - 1} + (2 - \alpha^2\beta^2)^2} \operatorname{sgn}(x_1 - \beta\tau) \quad (26)$$

$$u_2(x_1, 0, \tau) = \frac{P}{2\pi\mu} \frac{i\alpha^2\beta^2\sqrt{\beta^2 - 1}}{4\sqrt{\beta^2 - 1}\sqrt{\alpha^2\beta^2 - 1} + (2 - \alpha^2\beta^2)^2} (-\ln|x_1 - \beta\tau| + C)$$

Ниже представлены графики перемещений поверхности грунта в зависимости от скоростей движения силы, полученные с использованием представленных выше аналитических выражений.

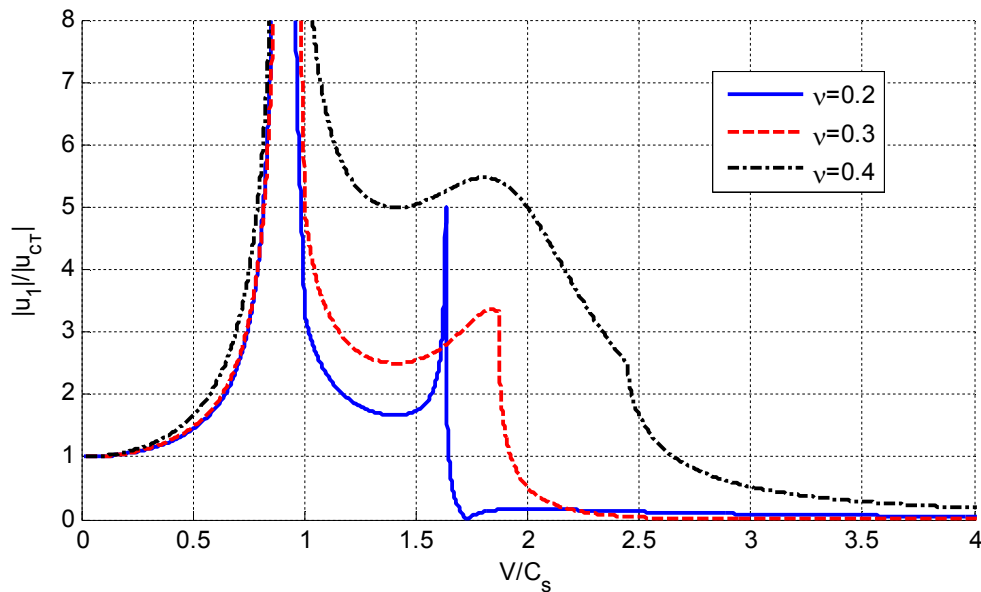


Рисунок 1 – Зависимость горизонтальных перемещений поверхности грунта от скорости движения силы для различных значений коэффициента Пуассона, без учёта демпфирования.

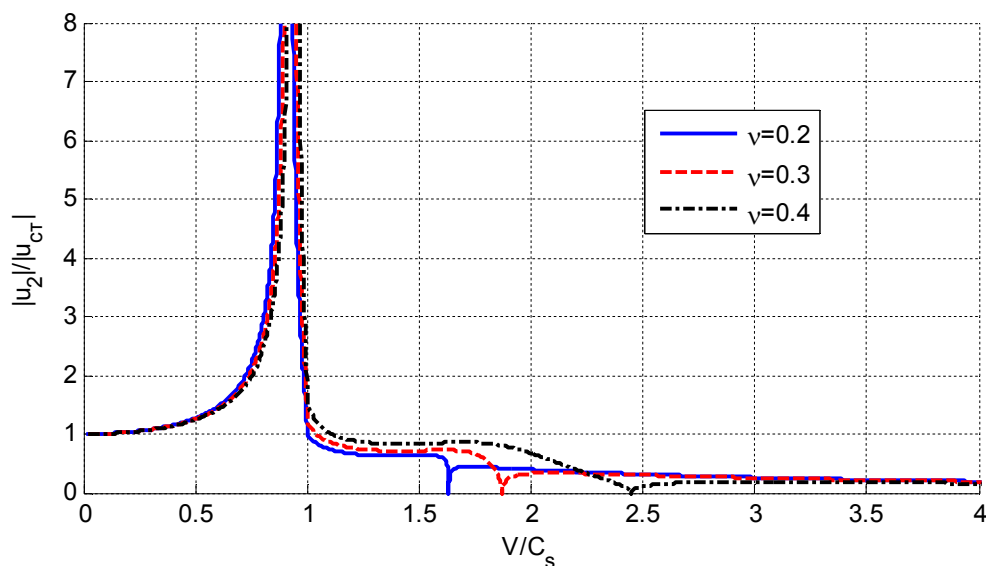


Рисунок 2 – Зависимость вертикальных перемещений поверхности грунта от скорости движения силы для различных значений коэффициента Пуассона, без учёта демпфирования

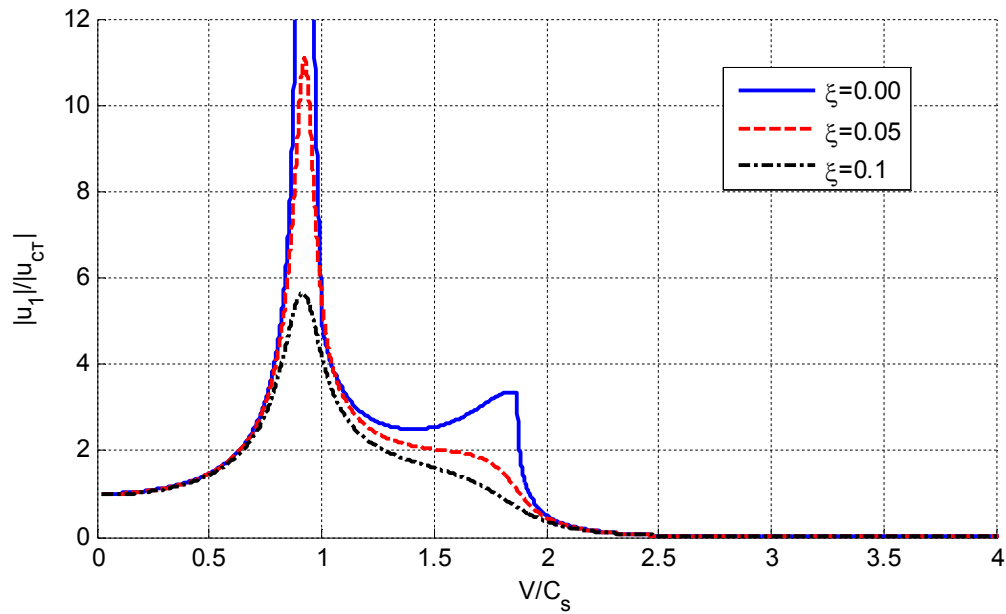


Рисунок 3 – Зависимости горизонтальных перемещений поверхности грунта от скорости движения силы с учётом различных коэффициентов демпфирования грунта. Коэффициент Пуассона $\nu=0,3$

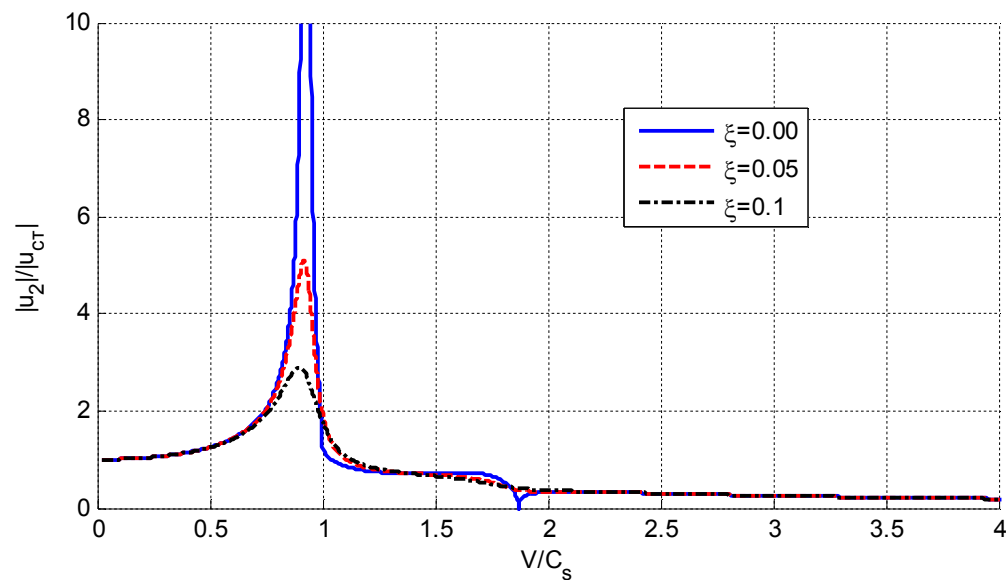


Рисунок 4 – Зависимости вертикальных перемещений поверхности грунта от скорости движения силы с учётом различных коэффициентов демпфирования грунта. Коэффициент Пуассона $\nu=0,3$

Заключение

Получены аналитические решения перемещений поверхности упругого полупространства при движении сосредоточенной силы. Для решения используется аппарат обобщённых функций и интегральное преобразование Фурье.

Для определения изображений Фурье неизвестных функций на границе полупространства используется условия аналитичности изображений Фурье функций перемещений в нижней комплексной полуплоскости, для чего числитель изображения Фурье функций перемещений приравнивается нулю при значениях, равных нулям знаменателя, расположенных в нижней комплексной полуплоскости.

Такой подход упрощает решение в том случае, если требуется определять только перемещения на границе области.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Krylov, V.V. Generation of ground vibrations by superfast trains, *Applied Acoustics*, 1995. – 44. – P. 149-164.
2. Madhus, c. & Kaynia, A.M. High speed railway lines on soft ground: dynamic behaviour at critical train speed, *Proc. 6th International Workshop on Railway and Tracked Transit System Noise*, Ile des Embiez, France, 1998. – P. 108-119.
3. Sheng, X., Jones, C.J.C. & Petyt, M. Ground vibration generated by a load moving along a railway track, *Journal of Sound and Vibration*, 1999. – 228(1). – P. 129-156.
4. Новацкий, В. Теория упругости [Текст] / В. Новацкий. – М.: Мир, 1975. – 871 с.
5. Fryba, L. *Vibration of solids and structures under moving loads*, Noordhoff, Groningen, The Netherlands, 1973.
6. Курбацкий, Е. Метод решения задач строительной механики и теории упругости, основанный на свойствах изображений Фурье финитных функций [Текст]: диссертация д.т.н. – М., 1995.

Нгуен Чонг Там

Московский государственный университет путей сообщения, г. Москва

Аспирант

E-mail: nguyentam@mail.ru

NGUYEN CHEONG TAM

VIBRATION OF THE SURFACE OF ELASTIC HALF-SPACE UNDER MOVING LOAD

The analytical solutions of displacement surface elastic half-space under moving concentrated load are represented. The theory distributions and the Fourier integrals are used. For calculation the Fourier transforms of the unknown functions on the boundary of half-used the analytical properties of Fourier transforms of displacement functions in the lower complex half-plane are used. For this goal the numerator of the Fourier transform displacement is set to zero at the values equal to the zeros of the denominator, located in the lower complex half-plane. This approach simplifies the solution in that case, if it necessary to define only the displacement at the boundary of spaces.

Keywords: *elastic half-space, concentrated force, the integral Fourier transform.*

BIBLIOGRAPHY

1. Krylov, V.V. Generation of ground vibrations by superfast trains, *Applied Acoustics*, 1995. – 44. – P. 149-164.
2. Madhus, c. & Kaynia, A.M. High speed railway lines on soft ground: dynamic behaviour at critical train speed, *Proc. 6th International Workshop on Railway and Tracked Transit System Noise*, Ile des Embiez, France, 1998. – P. 108-119.
3. Sheng, X., Jones, C.J.C. & Petyt, M. Ground vibration generated by a load moving along a railway track, *Journal of Sound and Vibration*, 1999. – 228(1). – P. 129-156.
4. Novackij, V. *Teorija uprugosti* [Tekst] / V. Novackij. – М.: Mir, 1975. – 871 s.
5. Fryba, L. *Vibration of solids and structures under moving loads*, Noordhoff, Groningen, The Netherlands, 1973.
6. Kurbackij, E. *Metod reshenija zadach stroitel'noj mehaniki i teorii uprugosti, osnovannyj na svojstvah izobrazhenij Fur'e finitnyh funkcij* [Tekst]: dissertacija d.t.n. – М., 1995.

Nguyen Cheong Tam

Moscow state university of railway engineering, Moscow

Graduate student

E-mail: nguyentam@mail.ru

СИЛАНТЬЕВ А.С.

НАЗНАЧЕНИЕ ТОЛЩИНЫ ПЛОСКИХ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ ИЗ УСЛОВИЙ ПРОДАВЛИВАНИЯ

В статье получены зависимости для определения толщины безбалочных плит перекрытий из условий прочности при продавливании на базе нормативных подходов с учетом изгибающих моментов. Выведенные простые формулы позволяют быстро определить требуемую толщину плит перекрытия в зависимости от положения колонны в плане и характера напряженно-деформированного состояния рассматриваемого участка.

Ключевые слова: расчет по прочности на продавливание, безбалочные плиты перекрытий, минимальная высота сечения.

В настоящее время нашли широкое распространение монолитные безбалочные плиты перекрытия. Объемно-планировочные решения современных жилых и общественных зданий, как правило, не позволяют запроектировать регулярную несущую систему, поэтому в узлах сопряжения колонн и плит перекрытия возникают существенные изгибающие моменты, учет которых необходим при расчетах по прочности на продавливание.

При проектировании конструкции безбалочного перекрытия до выполнения основного расчетного обоснования конструктор пользуется общими зависимостями и рекомендациями по назначению их толщины. Эти рекомендации не учитывают влияния изгибающих моментов на несущую способность при продавливании и определяют толщину из условий ограничения жесткости ($1/30 \dots 1/35$ пролета, например [1, 2]). Поэтому в процессе проектирования возникают сложности – невозможность обеспечения прочности при продавливании вынуждает проектировщика или увеличивать толщину перекрытия, или применять капители. Для устранения необходимости перерасчета толщины перекрытия и назначения ее величины достаточной были получены следующие упрощенные зависимости.

Согласно требованиям [3] п. 8.1.46 определим толщину перекрытия, учитывая три варианта положения стыка колонны и плиты в плане (рядовое, краевое и угловое положения), а также наличие изгибающих моментов. Нормативная методика расчета прочности на продавливание была исследована во множестве работ, например [4, 5].

При выводе упрощенных зависимостей будем считать, что полная нагрузка на перекрытие составляет величину q с учетом собственного веса плиты, колонны установлены с шагами L_1 и L_2 . Габаритные размеры квадратной колонны составляют «а», прямоугольной колонны «а» и «b», диаметр круглой колонны «d».

Условие прочности плиты при продавливании в общем виде дается выражением (8.96) [3]:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,ult,y} + M_{sw,ult,y}} + \frac{M_z}{M_{b,ult,z} + M_{sw,ult,z}} \leq 1,$$

Учитывая, что соотношение между действующими сосредоточенными моментами M , учитываемыми при продавливании, и предельными M_{ult} принимают не более половины соотношения между действующим сосредоточенным усилием F и предельным F_{ult} , то вычисления моментов сопротивления и действующих изгибающих моментов не требуется, то есть в выражении для прочности при продавливании удваивается соотношение между F и F_{ult} (см. п. 8.1.46 [3]).

Расчет участка перекрытия над центральной колонной.

Тогда условие прочности примет вид для случая рядовой квадратной колонны без поперечной арматуры (при максимально возможном соотношении действующих и воспринимаемых моментов при продавливании):

$$\frac{2 \cdot F}{F_{b,ult}} \leq 1.$$

Действующая продавливающая сила составляет:

$$F = L_1 \cdot L_2 \cdot q,$$

а продавливающее усилие, воспринимаемое бетоном:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot h_0 \cdot 4 \cdot (a + h_0).$$

Условие прочности примет вид:

$$2 \cdot L_1 \cdot L_2 \cdot q \leq 0.9 \cdot 4 \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot (a + h_0).$$

где введен дополнительный коэффициент условий работы 0,9. Тогда получим неравенство (после упрощений):

$$h_0^2 + a \cdot h_0 - \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{1.8 \cdot R_{bt}} \geq 0,$$

откуда решением в области положительных значений является величина:

$$h_0 \geq -\frac{a}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{a^2 + \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{0.45 \cdot R_{bt}}}.$$

Используя второй метод Герона, выражение упростится до

$$h_0 \geq \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{1.8 \cdot R_{bt} \cdot a}.$$

Аналогичные преобразования для прямоугольной колонны дают выражение:

$$h_0 \geq \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2 \cdot q}{1.8 \cdot R_{bt} \cdot (a+b)},$$

а для колонны круглого сечения:

$$h_0 \geq \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2 \cdot q}{0.9 \cdot \pi \cdot R_{bt} \cdot d}.$$

Поскольку в рядовых участках каркаса здания, как правило, изгибающие моменты, учитываемые при продавливании, малы, то условие прочности примет вид (полагая $M_y = M_z = 0$):

$$\frac{F}{F_{b,ult}} \leq 1.$$

Тогда минимальная высота плиты перекрытия составит для квадратной колонны:

$$h_0 \geq \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{3.6 \cdot R_{bt} \cdot a}.$$

Для прямоугольной колонны:

$$h_0 \geq \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2 \cdot q}{3.6 \cdot R_{bt} \cdot (a+b)}.$$

Для круглой колонны

$$h_0 \geq \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2 \cdot q}{1.8 \cdot \pi \cdot R_{bt} \cdot d}.$$

При установке поперечного армирования условие прочности принимает вид:

$$\frac{2 \cdot F}{2 \cdot F_{b,ult}} \leq 1.$$

Тогда соответствующие минимальные высоты составят (для квадратной колонны) при значительных изгибающих моментах, учитываемых при продавливании:

$$h_0 \geq -\frac{a}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{a^2 + \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{0.9 \cdot R_{bt}}} \sim \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{3.6 \cdot R_{bt} \cdot a}.$$

Расчет участка перекрытия около края плиты. Условие прочности примет вид для случая колонны, расположенной с краю плиты без поперечной арматуры (при максимально возможном соотношении действующих и воспринимаемых моментов при продавливании):

$$\frac{2 \cdot F}{F_{b,ult}} \leq 1.$$

Действующая продавливающая сила составит:

$$F = \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{2}.$$

Продавливающее усилие, воспринимаемое бетоном:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot h_0 \cdot (2 \cdot (a + h_0) + a + h_0) = R_{bt} \cdot h_0 \cdot (3 \cdot a + 1.5 \cdot h_0).$$

Тогда условие прочности принимает вид:

$$L_1 \cdot L_2 \cdot q \leq 0.9 \cdot 1.5 \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot (2 \cdot a + h_0).$$

Производя преобразования, аналогичные описанным ранее, получим минимальную рабочую высоту сечения элемента:

$$h_0 \geq \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{2.7 \cdot R_{bt} \cdot a}.$$

Аналогично для плиты перекрытия с поперечным армированием и квадратной колонне:

$$h_0 \geq \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{5.4 \cdot R_{bt} \cdot a}.$$

Расчет участка перекрытия у угловой колонны. Условие прочности примет вид для случая колонны, расположенной в угловой зоне плиты без поперечной арматуры (при максимально возможном соотношении действующих и воспринимаемых моментов при продавливании):

$$\frac{2 \cdot F}{F_{b,ult}} \leq 1.$$

Действующая продавливающая сила составит:

$$F = \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{4}.$$

Продавливающее усилие, воспринимаемое бетоном

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot h_0 \cdot 2 \cdot (a + \frac{h_0}{2}) = R_{bt} \cdot h_0 \cdot (2 \cdot a + h_0).$$

Тогда условие прочности принимает вид:

$$L_1 \cdot L_2 \cdot q \leq 3.6 \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot (a + \frac{h_0}{2}).$$

Производя преобразования, аналогичные описанным ранее, получим минимальную рабочую высоту сечения элемента:

$$h_0 \geq \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{3.6 \cdot R_{bt} \cdot a}.$$

Аналогично для плиты перекрытия с поперечным армированием и квадратной колонне:

$$h_0 \geq \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{7.2 \cdot R_{bt} \cdot a}.$$

В результате проведенных упрощений и преобразований получена единая зависимость для определения минимально необходимой толщины перекрытия (в предположении максимально возможных действующих изгибающих моментов, учитываемых при расчете на прочность при продавливании):

Для квадратной колонны:

$$h_0 \geq \frac{L_1 \cdot L_2 \cdot q}{k_p \cdot R_{bt} \cdot a}.$$

Для прямоугольной колонны:

$$h_0 \geq \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2 \cdot q}{k_p \cdot R_{bt} \cdot (a+b)}.$$

Для круглой колонны:

$$h_0 \geq \frac{4 \cdot L_1 \cdot L_2 \cdot q}{k_p \cdot \pi \cdot R_{bt} \cdot d}.$$

где коэффициент k_p принимается равным:

1,8 – для приколонных (у средних колонн) зон перекрытия – при отсутствии поперечной арматуры в зоне продавливания и больших моментах (близких к несущей способности по бетону);

3,6 – для приколонных (у средних колонн) зон перекрытия при отсутствии поперечной арматуры в зоне продавливания и малых моментах (много меньших несущей способности по бетону);

7,2 – для приколонных (у средних колонн) зон перекрытия, усиленных поперечной арматурой в зоне продавливания и больших моментах (близких к несущей способности по бетону);

2,7 – для приколонных (у крайних колонн) зон перекрытий при отсутствии поперечной арматуры и контурных балок в зоне продавливания;

5,4 – для приколонных (у крайних колонн) зон перекрытий, усиленных поперечной арматурой в зоне продавливания и при отсутствии в рассматриваемом участке контурных балок;

3,6 – для приколонных (вблизи угловых колонн) зон перекрытия при отсутствии поперечной арматуры и контурных балок в зоне продавливания;

7,2 – для приколонных (вблизи угловых колонн) зон перекрытия, усиленных поперечной арматурой в зоне продавливания и при отсутствии в рассматриваемом участке контурных балок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Голышев, А.Б. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие [Текст] / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др. – Киев: Будивэльнык, 1990.
2. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями [Текст]. – М.: Стройиздат, 1979.
3. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 [Текст]. – М.: Минрегион России, 2011.
4. Иванов, А. Развитие теории и прикладных методов оценки силового сопротивления монолитных зданий с учетом нелинейности деформирования [Текст]: дисс. ... докт. техн. наук. – Москва, 2008. – 361 с.
5. Болгов, А.Н. Работа узлов сопряжения колонн из высокопрочного бетона с перекрытием в монолитных зданиях с рамно-связевой системой [Текст]: дисс. ... канд. техн. наук. – Москва, 2005. – 151 с.

Силантьев Александр Сергеевич

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Кандидат технических наук, доцент

E-mail: equilibrium@rc-science.ru

A. SILANTYEV

APPOINTMENT OF THICKNESS FLAT GIRDERLESS FLOOR SLABS PUNCHING CONDITIONS

This article contains relations for calculation of flat slab's depth out of punching strength conditions based on normative approaches. Taken simple formulas allows fast calculations of slab's depth due to column position and characteristics of stress-strain relationship of slab zone.

Keywords: punching strength calculations, flat reinforced concrete slabs, minimal slab section depth.

BIBLIOGRAPHY

1. Golyshev, A.B. Proektirovanie zhelezobetonnyh konstrukcij. Spravochnoe posobie [Tekst] / A.B. Golyshev, V.Ja. Bachinskij, V.P. Polishhuk i dr. – Kiev: Budivjel'nyk, 1990.
2. Rukovodstvo po proektirovaniju zhelezobetonnyh konstrukcij s bezbalochnymi perekrytijami [Tekst]. – М.: Strojizdat, 1979.
3. SP 63.13330.2012 Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Aktualizirovannaja redakcija SNiP 52-01-2003 [Tekst]. – М.: Minregion Rossii, 2011.
4. Ivanov, A. Razvitie teorii i prikladnyh metodov ocenki silovogo soprotivlenija monolitnyh zdaniy s uchetom nelinejnosti deformirovanija [Tekst]: diss. ... dokt. tehn. nauk. – Moskva, 2008. – 361 s.
5. Bolgov, A.N. Rabota uzlov soprjazhenija kolonn iz vysokoprochnogo betona s perekrytiem v monolitnyh zdaniyah s ramno-svjazevoj sistemoj [Tekst]: diss. ... kand. tehn. nauk. – Moskva, 2005. – 151 s.

A. Silantiev

Moscow state construction university, Moscow

Candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: equilibrium@rc-science.ru

ТАМРАЗЯН А.Г., АВЕТИСЯН Л.А.

УЧЕТ ОСОБЕННОСТЕЙ ОГНЕУДАРСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ РАСЧЕТЕ КАРКАСА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЗДАНИЯ*

В статье рассмотрены особенности влияния огнеударостойкости железобетонных колонн на устойчивость каркаса многоэтажного здания. Приведены формулы для коэффициента динамичности бетонных и железобетонных элементов, показывающих его зависимость как от температуры, так и от скорости динамического нагружения. Показано, что коэффициент динамичности бетонных образцов при времени нагружения 0,4 сек. снижается до 0,47 (при 900°C). Сделан расчет железобетонной колонны монолитного железобетонного здания при разных термосиловых нагружениях. С помощью программы Ansys 14.0 получены изополя температуры в сечении колонны при разных промежутках времени. Показано, что динамическая прочность железобетонной колонны при температуре 900°C снижается на 70,6%.

Ключевые слова: огнеударостойкость, железобетонная колонна, коэффициент динамичности, огневые воздействия, динамическое нагружение, эксцентриситет.

На разработку методов расчета конструкций на кратковременные динамические нагрузки в последние годы уделяется большое внимание [1-3]. Колонна – как одна из основных несущих элементов зданий и сооружений, должна рассчитываться на воздействие кратковременных динамических нагрузок. Колонны при прогрессирующем обрушении здания, подвергаются внецентренному сжатию от собственного веса вышележащих конструкций и поперечному изгибу от динамической нагрузки. Практика показывает, что динамические нагрузки во многих случаях сопровождаются с неучтенными в стадии проектирования особыми нагрузками. Комбинированное воздействие двух особых типов нагружений на несущие элементы конструкций – динамическое нагружение в сочетании с огневыми воздействиями, во многих случаях, приводит к разрушению здания.

Исследования, посвященные динамическому поведению сжатых железобетонных элементов в зависимости от скорости нагружения, эксцентриситета приложенной нагрузки и процента армирования достаточно изучены [4], однако практически отсутствуют исследования огнеударостойкости несущих элементов. Под термином огнеударостойкость [5] элемента понимается стойкость элемента при динамических нагрузках в условиях огневых воздействий.

Анализ экспериментальных исследований показывает, что динамическая прочность в нормальных условиях намного выше статической. Коэффициент динамического упрочнения является безразмерной относительной величиной и равен $K_{b,d} = R_{b,d} / R_b$, где $R_{b,d}$ – динамическая прочность элемента, R_b – статическая прочность. В нормальных условиях, как известно, $K_{b,d} > 1$ – и зависит от скорости динамического нагружения [6].

Проведенные экспериментальные исследования [7, 8, 10], показывают, что при огневых воздействиях (при температуре свыше 300°C) коэффициент динамичности для бетонных и железобетонных элементов меньше единицы, поскольку негативное влияние высоких температур на железобетонные элементы гораздо сильнее, чем положительное влияние скорости нагружения. Обобщая экспериментальные данные, полученные для коэффициента динамичности бетонных и железобетонных сжатых элементов, были выведены следующие аналитические зависимости.

Коэффициент динамичности для бетонных кубиков и призм при разных динамических нагружениях в температурном интервале $0^\circ\text{C} \leq T \leq 900^\circ\text{C}$ равен:

* Статья подготовлена в рамках Гранта Государственной поддержки научных исследований, проводимых ведущими научными школами Российской Федерации №НШ-6545.2014.8.

Кубики – при времени нагружения 0,4 сек.

$$K_d = 9,96755 \cdot 10^{-12} T^4 - 1,87138 \cdot 10^{-8} T^3 + 0,0000109957 T^2 - 0,00292794 T + 1,27231. \quad (1)$$

Призмы – при времени нагружения 0,4 сек.

$$K_d = 8,96567 \cdot 10^{-12} T^4 - 1,64968 \cdot 10^{-8} T^3 + 9,43804 \cdot 10^{-6} T^2 - 0,00253567 T + 1,24107. \quad (2)$$

Колонны – при эксцентриситете $e=0$ см, время нагружения 0,4 сек.

$$K_d = 4,0288 \cdot 10^{-12} T^4 - 7,81495 \cdot 10^{-9} T^3 + 4,80558 \cdot 10^{-6} T^2 - 0,000950968 T + 1,16716. \quad (3)$$

Колонны – при эксцентриситете $e=3,0$ см, время нагружения 0,4 сек.

$$K_d = -3,2008 \cdot 10^{-12} T^4 + 6,51525 \cdot 10^{-9} T^3 - 4,09364 \cdot 10^{-6} T^2 + 0,00045306 T + 1,14252. \quad (4)$$

Колонны – при эксцентриситете $e=3,5$ см, время нагружения 0,4 сек.

$$K_d = -4,78936 \cdot 10^{-12} T^4 + 9,91113 \cdot 10^{-9} T^3 - 6,60358 \cdot 10^{-6} T^2 + 0,00111412 T + 1,13928. \quad (5)$$

Колонны – при эксцентриситете $e=4,0$ см, время нагружения 0,4 сек.

$$K_d = -1,20305 \cdot 10^{-11} T^4 + 2,42274 \cdot 10^{-8} T^3 - 0,0000153516 T^2 + 0,00258215 T + 1,13131. \quad (6)$$

На рисунке 1 построена экспериментальная кривая, показывающая зависимость коэффициента динамичности (3, 4, 5, 6) от температуры $T(^{\circ}\text{C})$.

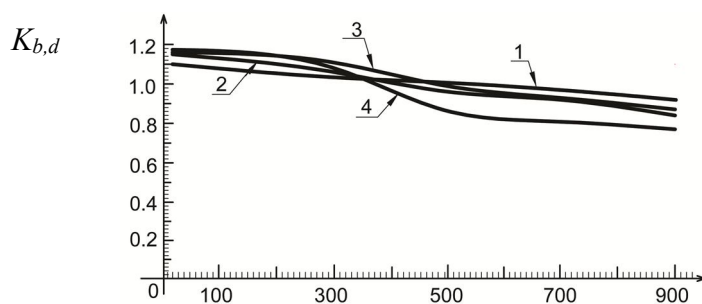


Рисунок 1 – Зависимость коэффициента динамичности железобетонной колонны от температуры при времени нагружения $t=0,4$ сек.: 1 – при центральном сжатии $e=0,0$ см; 2 – при эксцентриситете $e=3,0$ см; 3 – при эксцентриситете $e=3,5$ см; 4 – при эксцентриситете $e=4,0$ см

Изменение начального модуля упругости бетона E_b , при продолжительном огневом воздействии при статическом нагружении с увеличением температуры определяется с помощью коэффициента β_b (зависит от средней температуры сечения бетона):

$$E_{bT} = E_b \cdot \beta_b. \quad (7)$$

Модуль упругости при динамическом нагружении определяется:

$$E_{b,d,T} = E_{b,d} \cdot \beta_{d,T}. \quad (8)$$

Несущая способность внецентренно сжатых железобетонных колонн при статическом нагружении при 4-х сторонах нагреве, определяется по формуле:

$$N \cdot e \leq R_{bT} b x (h_0 - 0.5x) + R_{sT} A'_s (h_0 - a'). \quad (9)$$

Несущая способность внецентренно сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении в условиях огневых воздействии определяется:

$$N_d \cdot e \leq R_b K_{d,bT} b x_d (h_0 - 0.5x_d) + R_s K_{d,sT} A'_s (h_0 - a'). \quad (10)$$

В зависимости от температуры прогрева и эксцентриситета приложенной нагрузки высота сжатой зоны внецентренно сжатого элемента определяется:

$$\text{При } \xi_{d,T} = \frac{x_{d,T}}{h_0} \leq \xi_R, \quad (11)$$

$$x_{d,T} = \frac{N_d(t) + R_s K_{d,sT} A_s - R'_s K_{d,sT} A'_s}{R_b K_{d,bT} b}. \quad (12)$$

$$\text{При } \xi_{d,T} = \frac{x_{d,T}}{h_0} > \xi_R, \quad (13)$$

$$x_{d,T} = \frac{N_d(t) + R_s K_{d,ST} A_s \cdot \frac{1 + \xi_{RT}}{1 - \xi_{RT}} - R'_s K_{d,ST} \cdot A'_s}{R_b K_{d,bT} b + \frac{2 R_s A_s K_{d,ST}}{h_0 (1 - \xi_{RT})}}. \quad (14)$$

С помощью программного комплекса Ansys 14.0 определяем температуру в сечении колонны в зависимости от времени воздействия (см. рис. 2).

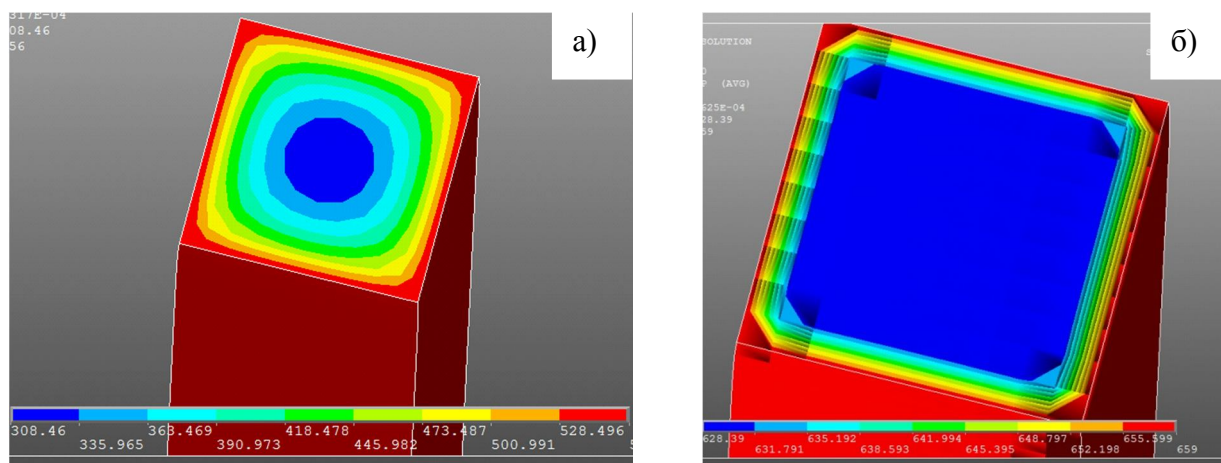


Рисунок 2 – Изополя температур в сечении колонны: а – время температурного воздействия 10 мин.; б – время температурного воздействия 20 мин.

Для расчета в программном комплексе вводим данные зависимости модуля упругости от температуры, как при статическом нагружении – E_{bT} , так и при динамическом – $E_{b,d,T}$ (рис. 3).

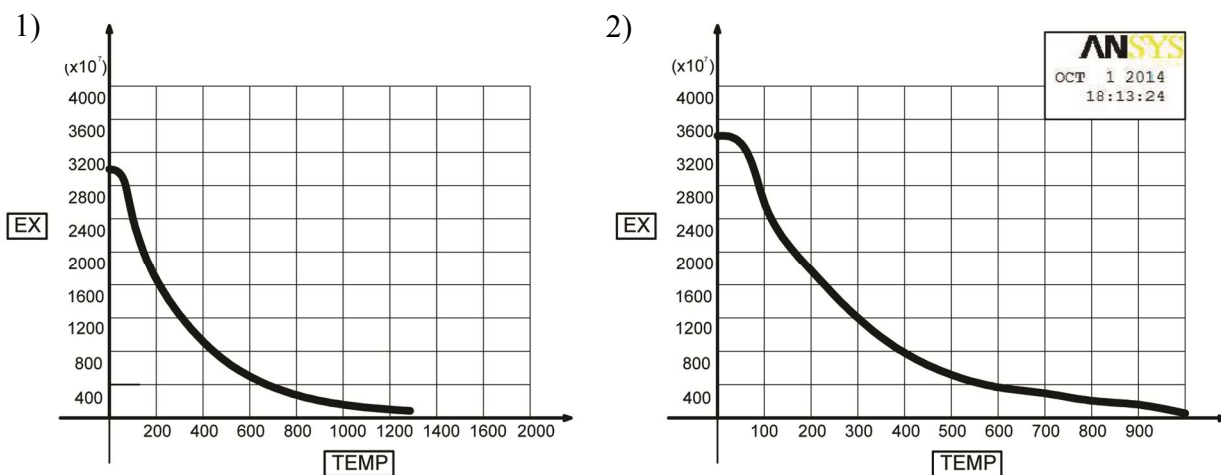


Рисунок 3 – График зависимости: 1 – статического модуля упругости бетона от температуры; 2 – динамического модуля упругости бетона от температуры

Для исследования изменения статических и динамических деформативных свойств железобетонной колонны при разных температурах [9], сделан расчет при разных термосиловых условиях.

С помощью теплотехнического расчета определяем площадь ненагретого сечения (рабочее сечение при огневых воздействиях) колонны, и, учитывая снижение $K_{s,T}$, $K_{d,T}$ в зави-

симости от температуры пожара с помощью формул (9, 10), определяем несущую способность внецентренно сжатой железобетонной колонны в условиях пожара.

В таблице 1 приведены результаты несущей способности железобетонной колонны, рассчитанные в программном комплексе Ansys 14.0. Расчет железобетонной колонны проводился для случая четырехстороннего обогрева при статических и динамических нагружениях.

Таблица 1 – Величины несущей способности железобетонной колонны при эксцентриситете 3,5 см

| Температура (°C) | При статическом нагружении и пожаре (кН) | При динамическом нагружении и пожаре (кН) |
|------------------|--|---|
| 0°C | 185,55 | 218,949 |
| 500°C | 145,4 | 135,7 |
| 900°C | 92,5 | 64,32 |

Проведенный расчет показывает, что при статическом нагружении снижение несущей способности железобетонной колонны при четырехстороннем прогреве составляет: при 500°C – 21,6%, при 900°C – 50,1%. Несущая способность при динамическом нагружении снижается: при 500°C – на 38,02%, при 900°C – на 70,6%.

Выводы

- Учет коэффициента динамичности при расчете сжатых железобетонных элементов позволяет правильно учесть снижение динамической прочности в условиях огневых воздействий.
- Коэффициент динамичности внецентренно сжатой колонны при температуре 900°C снижается: при эксцентриситете $e=3,0$ см на 23,1%, при эксцентриситете $e=3,5$ см на 27,33%, при эксцентриситете $e=4,0$ см на 33,0%.
- Несущая способность при статическом нагружении внецентренно сжатой колонны ($e=3,5$ см) при температуре $T=900^\circ\text{C}$ составляет 49% от несущей способности колонны в обыкновенных условиях.
- Несущая способность при динамическом нагружении внецентренно сжатой колонны ($e=3,5$ см) при температуре $T=900^\circ\text{C}$ составляет 29% от несущей способности в обыкновенных условиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Расторгуев, Б.С. Методы расчета зданий на устойчивость против прогрессирующего разрушения [Текст] / Б.С. Расторгуев // Вестник отделения строительных наук РААСН. – М., 2009. – вып. 13. – С. 15-20.
2. Magnusson J., Hallgren, M., High Performance Concrete Beams Subjected to Shock Waves from Air Blast, Swedish Defence Research Establishment (FOA), Report R-00-01586-311-SE, Tumba, 2000.
3. Ansell, A., A Literature Review on the Shear Capacity of Dynamically Loaded Concrete Structures, Royal Institute of Technology, TRITA-BKN Report 89, Stockholm, 2005.
4. Xie, J., J. G. MacGregor, et al. (1996). Numerical investigation of eccentrically loaded High-strength concrete tied columns. – Structural journal 93(4): pp. 449-461.
5. Тамразян, А.Г. Огнеударостойкость несущих железобетонных конструкций высотных зданий [Текст] / А.Г. Тамразян // Жилищное строительство. – М. – 2005. – №1. – С. 7-8.
6. Баженов, Ю.М. Бетон при динамическом нагружении [Текст] / Ю.М. Баженов. – М.: Стройиздат, 1970. – С. 270.
7. Tamrazyan A., Avetisyan L. Estimation of load bearing capacity of eccentrically compressed reinforced concrete elements under dynamic loading in fire conditions. – Applied Mechanics and Materials Vols. 638-640 (2014) pp. Trans Tech Publications, Switzerland.
8. Тамразян, А.Г. Экспериментальные исследования внецентренно сжатых железобетонных элементов при кратковременных динамических нагружениях в условиях огневых воздействий [Текст] / А.Г. Тамразян, Л.А. Аветисян // Промышленное и гражданское строительство. – М. – 2014. – №4. – С. 24-28.
9. Lie, T.T., Celikkol, B. (1991). Method to calculate the fire resistance of circular reinforced concrete columns. ACI Materials Journal 88(1), 84-91 pp.
10. Буадзе, И.Э. Методика расчета протяженных крупнопанельных зданий на силовые и температурные воздействия [Текст] / И.Э. Буадзе, И.Ш. Гагнидзе, В.С. Ксениди // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – М.: РУДН. – 2014. – №4. – С. 57-62.

Тамразян Ашот Георгиевич

Московский государственный строительный университет, Москва

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции»

E-mail: tamrazian@mail.ru

Аветисян Левон Аветисович

Московский государственный строительный университет, Москва

Аспирант

E-mail: avelev90@rambler.ru

A. TAMRAZYAN, L. AVETISYAN

**ACCOUNTING OF SPECIALTY FIRE IMPACT RESISTANCE
OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS IN THE CALCULATION
OF REINFORCED CONCRETE BUILDING'S FRAME**

The article describes specialty of fire impact resistance effects reinforced concrete columns on the stability of the frame multistory building. Presented the formulas for dynamic coefficient of concrete and reinforced concrete elements, showing its dependence on both the temperature and the time of dynamic loading. It is shown that the dynamic coefficient of concrete at loading time 0.4 sec. decreases to 0,47 (at 900°C). In the article, it was done the calculation of reinforced concrete column in the reinforced concrete building with different thermopower loadings. By using program Ansys14.0 obtained the temperature contour plots in the section of reinforced concrete column at the various time. It is shown that the dynamic strength of reinforced concrete columns with eccentricity of 3,5 cm is reduced by 70,6% (900°C).

Keywords: fire impact resistance, reinforced concrete column, dynamic coefficient, fire exposure, dynamic loading, eccentricity.

BIBLIOGRAPHY

1. Rastorguev, B.S. Metody rascheta zdaniy na ustojchivost' protiv progressirujushhego razrusheniya [Tekst] / B.S. Rastorguev // Vestnik otdeleniya stroitel'nyh nauk RAASN. – M., 2009. – vyp. 13. – S. 15-20.
2. Magnusson J., Hallgren, M., High Performance Concrete Beams Subjected to Shock Waves from Air Blast, Swedish Defence Research Establishment (FOA), Report R-00-01586-311-SE, Tumba, 2000.
3. Ansell, A., A Literature Review on the Shear Capacity of Dynamically Loaded Concrete Structures, Royal Institute of Technology, TRITA-BKN Report 89, Stockholm, 2005.
4. Xie, J., J. G. MacGregor, et al. (1996). Numerical investigation of eccentrically loaded High-strength concrete tied columns. – Structural journal 93(4): pp. 449-461.
5. Tamrazjan, A.G. Ogneudarostojkost' nesushhih zhelezobetonnyh konstrukcij vysotnyh zdaniy [Tekst] / A.G. Tamrazjan // Zhilishhnoe stroitel'stvo. – M. – 2005. – №1. – S. 7-8.
6. Bazhenov, Ju.M. Beton pri dinamicheskom nagruzhenii [Tekst] / Ju.M. Bazhenov. – M.: Strojizdat, 1970. – S. 270.
7. Tamrazyan A., Avetisyan L. Estimation of load bearing capacity of eccentrically compressed reinforced concrete elements under dynamic loading in fire conditions. – Applied Mechanics and Materials Vols. 638-640 (2014) pp. Trans Tech Publications, Switzerland.
8. Tamrazjan, A.G. Jeksperimental'nye issledovaniya vnecentrenno szhatyh zhelezobetonnyh jelementov pri kratkovremennyh dinamicheskix nagruzhenijah v uslovijah ognevnyh vozdeystvij [Tekst] / A.G. Tamrazjan, L.A. Avetisjan // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – M. – 2014. – №4. – S. 24-28.
9. Lie, T.T., Celikkol, B. (1991). Method to calculate the fire resistance of circular reinforced concrete columns. ACI Materials Journal 88(1), 84-91 pp.
10. Buadze, I.Je. Metodika rascheta protjazhennyh krupnopanel'nyh zdaniy na silovye i temperaturnye vozdeystvija [Tekst] / I.Je. Buadze, I.Sh. Gagnidze, V.S. Ksenidi // Stroitel'naja mehanika inzhenernyh konstrukcij i sooruzhenij. – M.: RUDN. – 2014. – №4. – S. 57-62.

A. Tamrazyan

Moscow state construction university, Moscow

Doctor of technical sciences, professor, head of the department «Reinforced concrete and masonry structures»

E-mail: tamrazian@mail.ru

L. Avetisyan

Moscow state construction university, Moscow

Post graduate student

E-mail: avelev90@rambler.ru

УДК 624.012.45:699.8

ДОМАРОВА Е.В.

ВЛИЯНИЕ ЖЕСТКОСТИ УСИЛЕННЫХ ЭТАЖЕЙ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ ПРИ АВАРИЙНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Рассмотрен один из способов обеспечения устойчивости каркасных монолитных железобетонных зданий к прогрессирующему разрушению (ПР) – устройство усиленных этажей, дискретно расположенных по высоте здания. Исследовано влияние конструктивного решения таких этажей на сопротивляемость несущей системы здания ПР при аварийной ситуации, связанной с удалением вертикального элемента.

Ключевые слова: усиленные этажи, аутригерные этажи, связевые этажи, прогрессирующее разрушение.

Анализ аварий зданий и сооружений различного назначения показывает, что во многих случаях процесс разрушения конструкций носил лавинообразный характер, т.к. отказ отдельных элементов и подсистем (даже неполный) инициировал возникновение других, более серьезных отказов и разрушений. Поэтому при проектировании зданий необходимо обеспечивать не только надежность конструкций, под которой стоит понимать способность неповрежденной конструкции выполнять свое функциональное назначение, но и их живучесть при внезапных запроектных воздействиях. Под живучестью применительно к строительным конструкциям понимается способность сопротивляться обрушению всего здания или его части при внезапном выходе из строя отдельных элементов несущей системы при чрезвычайных ситуациях (ЧС), вызванных воздействием взрывных волн, аварийными ударами и т.п. [1].

В одних случаях ЧС исчерпываются первоначальными повреждениями, а в других – несущие конструкции, сохранившиеся в первый момент аварии, не выдерживают дополнительной нагрузки, ранее воспринимавшейся поврежденными элементами, и тоже разрушаются, что приводит к прогрессирующему обрушению [2].

Существуют различные способы, позволяющие обеспечить живучесть здания при аварии: повышение несущей способности всех элементов, допущение значительных пластических деформаций или использование других мер, позволяющих предотвратить лавинообразное обрушение конструкций [3, 4, 5, 6]. Одним из таких способов является устройство усиленных этажей, дискретно расположенных с определённым шагом по высоте здания и обладающих значительной жесткостью [7, 8].

Усиленные этажи целесообразно совмещать с техническими этажами. В отечественной практике проектирования такие этажи еще носят название аутригерных или связевых [4, 9, 10]. Они используются не только для перераспределения усилий и предотвращения ПР при аварийных ситуациях, но и для придания дополнительной жесткости и устойчивости высотным зданиям при действии горизонтальных нагрузок [11, 12]. Аутригерные балки, фермы и стены обеспечивают совместную работу ядра жесткости здания и колонн, расположенных по периметру несущей системы, что позволяет уменьшить горизонтальные перемещения и ускорения колебаний верха здания от действия пульсации ветра. Такие этажи применялись при проектировании некоторых зданий «Москва-Сити», здания «Бурж Дубай» (ОАЭ), проекте здания башни «Охта Центр» в Санкт-Петербурге и др. [9, 10, 13].

Усиленные этажи могут иметь стеновую конструктивную систему, решаться с использованием ферменных конструкций или перекрестных балок (например, кессонные перекрытия) [14]. Конструктивное решение таких этажей влияет на их жесткость и способность к перераспределению усилий в условиях ЧС.

Рассмотрим случай особого воздействия, когда происходит внезапное разрушение (удаление) одной из колонн. Другие колонны, расположенные по одной вертикали над удаленным элементом (между усиленными этажами), начинают работать на растяжение, а перекрытия над удаленным элементом становятся «подвешенными» к вышерасположенному усиленному этажу. Таким образом, в колоннах над удаленным элементом происходит кардинальное изменение напряженно-деформированного состояния.

Для анализа этого влияния автором статьи были проведены сравнительные расчеты модели пятиэтажного каркасного монолитного железобетонного здания с шестью пролетами $l=6$ м в каждом направлении с рядовыми перекрытиями безбалочной конструкции и с разными вариантами конструктивного решения верхнего усиленного этажа. Перекрытия толщиной 25 см приняты из бетона класса В30 с фоновой арматурой в виде отдельных стержней $\varnothing 10$ А500С, расположенных в двух направлениях с шагом 200 мм у верхней и нижней плоскостей плиты с соблюдением требуемого защитного слоя бетона (площадь арматуры получена из расчёта на основные сочетания нагрузок). В надколонных зонах предусмотрена верхняя дополнительная арматура $\varnothing 16$ А500С с шагом 200 мм в обоих направлениях. Колонны сечением 40×40 см приняты из бетона класса В30 и армируются продольными стержнями $4\varnothing 20$ А500С. В крайних колоннах устанавливается арматура $\varnothing 25$ А500С. Полная статическая нагрузка для особого сочетания нагрузок $9,9 \text{ кН/м}^2$.

Аварийная ситуация вызвана удалением средней колонны первого этажа, после чего пролеты перекрытия в данной ячейке увеличились вдвое и составили 12×12 м. Расчёты выполнялись шаговым методом в физически и геометрически нелинейной постановке с использованием программного комплекса «ЛИРА САПР 2014».

При назначении жесткостей материалов элементам конструкции использовались двухлинейные законы деформирования с учетом динамического упрочнения материалов (рис. 1). Вид диаграмм адаптирован для нелинейного расчета в ПК для сходимости итерационного процесса (задано упрочнение в пластической стадии работы бетона и арматуры). Прочностные и деформационные характеристики материалов приняты с учетом [15].

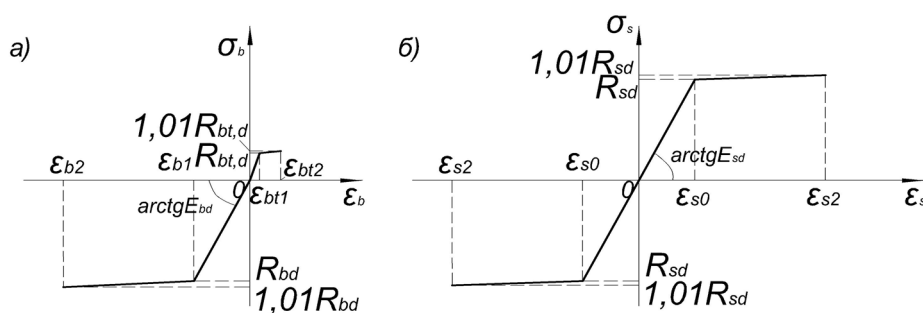


Рисунок 1 – Диаграммы состояния σ - ϵ бетона и арматуры

Для верхнего усиленного этажа использовались следующие варианты конструктивного решения (рис. 2):

1) Стеновой вариант. Стены толщиной 20 см, расположенные в двух направлениях по осям здания, приняты из бетона класса В30 и армируются отдельными стержнями $\varnothing 14$ А500С в двух направлениях с шагом 200 мм.

2) Ферменный вариант. Конструкция усиленного этажа представляет собой раскосную ферму с параллельными поясами, которая моделировалась стержнями составного сечения (двумя швеллерами $40[]$ высотой 40 см с параллельными гранями полок). Фермы расположены в створе колонн по осям здания.

3) Верхний этаж с кессонным перекрытием. Такие перекрытия позволяют снизить расход бетона и арматуры по сравнению с традиционными плоскими безбалочными перекрытиями. При аварийном воздействии дополнительные усилия перераспределяются между ребрами, и каждое ребро в отдельности перегружается незначительно. Высота балок обоих направлений, если кессонное перекрытие выполняет классическую функцию (восприятие нагрузок, входящих в основные сочетания), должна быть одинаковой и составлять не менее $1/20$ пролета. Шаг балок выбирается равным $1...2$ м. Толщина плит кессонного перекрытия составляет $6...7$ см [16]. Однако если такое перекрытие используется в составе усиленного этажа, его толщина и высота сечения балок должны быть существенно увеличены. В расчете была принята плита толщиной 10 см бетона класса В30 с арматурой $\varnothing 10$ мм класса А500С, расположенной в двух направлениях с шагом 200 мм у верхней и нижней плоскостей плиты. Шаг балок 1,5 м. Балки сечением 60 см (включая толщину плиты) \times 25 см моделировались оболочечными конечными элементами.

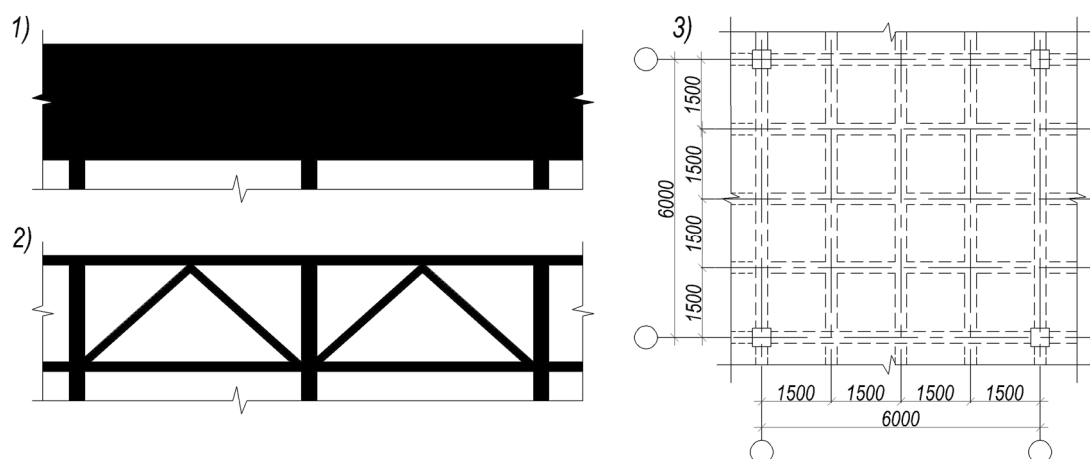


Рисунок 2 – Варианты усиленных этажей: 1 – стеновая конструктивная система; 2 – стальные фермы; 3 – кессонное перекрытие

Для оценки влияния техэтажа в условиях ЧС рассчитывался и вариант обычного здания (без усиленных этажей).

Результаты расчета показали, что в здании без усиленного этажа перекрытие над удаленной колонной имеет наибольший прогиб 29 мм, что является вполне логичным. Вариант усиленного этажа с кессонным перекрытием является наименее жестким из всех рассмотренных усиленных этажей (прогиб перекрытия над удаленной колонной составил 20,2 мм). Ферменный и стеновой варианты показали приблизительно одинаковые результаты по деформациям (13,6 мм и 13,2 мм соответственно). Чем более жестким является усиленный этаж, тем большее растягивающее усилие возникает в колоннах, расположенных над удаленным элементом и «подвешенных» к усиленному этажу. В колонне 4-го этажа, расположенной над удаленной, растягивающее усилие для стенового варианта усиленного этажа составляет 654 кН, ферменного – 611 кН, кессонного перекрытия – 260 кН. В зданиях с более жестким усиленным этажом может потребоваться усиление расположенных под связевым этажом колонн верхних этажей, в которых возникают максимальные растягивающие усилия. Однако физически нелинейный расчет не учитывает изменение усилий в динамике, поэтому для оценки напряженно-деформированного состояния конструкций при аварийной ситуации и динамических характеристик несущей системы здания с усиленными этажами были выполнены динамические расчеты.

Для оценки влияния конструктивного решения усиленных этажей на динамические характеристики здания был проведен модальный анализ в ПК «ЛИРА САПР 2014» для разных вариантов связевых этажей. При анализе результатов расчета рассматривались только вертикальные колебания перекрытий над удаленным элементом колонны первого этажа, носящие локальный характер (рис. 3). Результаты модального расчета сведены в таблицу 1.

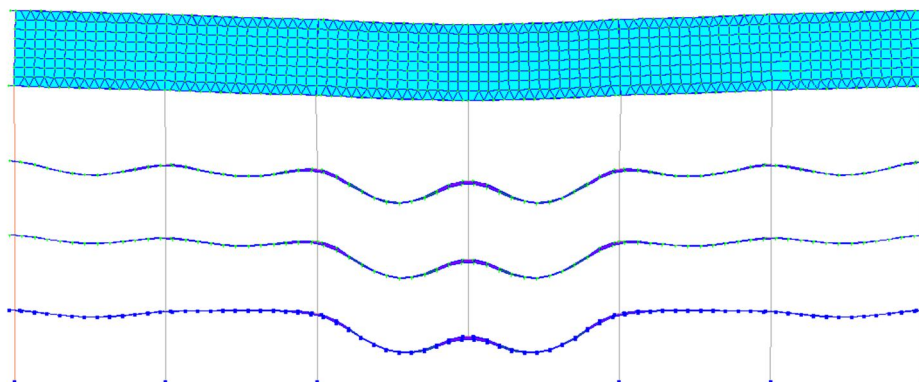


Рисунок 3 – Колебания несущей системы здания с усиленным этажом при аварийной ситуации, связанной с разрушением колонны первого этажа

Таблица 1 – Результаты модального расчета 5-этажной модели с разными вариантами усиленного этажа

| Вариант усиленного этажа | Форма колебания, соответствующая аварийной ситуации | Период колебаний, с | Круговая частота колебаний, рад/с | Модальная масса, % |
|--------------------------|---|---------------------|-----------------------------------|--------------------|
| Стеновой | 9 | 0,1811 | 34,68 | 18 |
| | 21 | 0,1711 | 36,70 | 2,7 |
| | 65 | 0,1599 | 39,28 | 0 |
| | 66 | 0,1574 | 39,90 | 0,1 |
| Ферменный | 9 | 0,1955 | 32,12 | 10,3 |
| | 15 | 0,1769 | 35,50 | 14,4 |
| | 28 | 0,1697 | 37,02 | 0,2 |
| | 29 | 0,1696 | 37,03 | 0,4 |
| Кессонный | 7 | 0,2838 | 22,13 | 2,5 |
| | 13 | 0,1893 | 33,17 | 9,6 |
| | 41 | 0,1740 | 36,09 | 0 |
| | 62 | 0,1664 | 37,73 | 0 |
| Без усиленного этажа | 7 | 0,3276 | 19,19 | 2,1 |
| | 20 | 0,1870 | 33,58 | 8,5 |
| | 35 | 0,1767 | 34,98 | 0 |

Для зданий с ферменным и стеновым усиленными этажами круговые частоты собственных колебаний имеют близкие значения ($\omega_{\text{ф}}=32,12$ рад/с и $\omega_{\text{ст}}=34,68$ рад/с). Здание с кессонным усиленным этажом и модель без такого этажа колеблются по рассматриваемым формам с меньшими частотами ($\omega_{\text{к}}=22,13$ рад/с и $\omega_{\text{без ус. эт.}}=19,17$ рад/с). Из сравнения значений круговых частот можно сделать вывод, что конструктивное решение связевого этажа, определяющее его жёсткость, оказывает существенное влияние на частоту локальных колебаний. Для каждого варианта усиленного этажа были найдены несколько форм колебаний, соответствующие аварийной ситуации (табл. 1). Круговые частоты с подходящими к рассматриваемому случаю ЧС формами колебаний для стенового и ферменного вариантов имеют близкие значения, исходя из чего нельзя сделать вывод о преобладании какой-либо одной формы движения системы. Из таблицы 1 видно, что только для первых двух «подходящих» форм для каждого варианта усиленного этажа модальная масса отлична от нуля. Поэтому можно говорить, что движение системы в случае ЧС определяется первыми двумя формами локальных колебаний.

Для анализа изменения усилий в элементах конструкций во времени был выполнен динамический расчет с использованием модуля «Динамика во времени» 10-этажной модели несущей системы здания с верхним усиленным этажом ферменного типа при внезапном удалении средней колонны первого этажа. В качестве динамической нагрузки принималась вертикальная сосредоточенная сила $P(t)$, действующая по направлению «снизу-вверх» и приложенная в узел перекрытия над удаляемой колонной. Максимальное значение этой силы P_{max} назначалось равным продольной силе в удаляемой колонне первичной конструктивной системы при особом сочетании нагрузок [15]. Сила квазистатически нарастает в течение 1 с от нуля до своего максимального значения P_{max} , а затем линейно убывает за 0,3 с до нуля (рис. 4). Учёт фазы возрастания силы позволяет привести конструкцию к напряженно-деформированному состоянию, непосредственно предшествующему моменту устранения аварийной колонны. В подтверждение этого получено, что в момент времени $\Theta_1 = 1$ с распределения усилий в первичной и вторичной системах практически совпадают. Фаза убывания нагрузки на рисунке 4 соответствует оценочному времени разрушения колонны первого этажа.

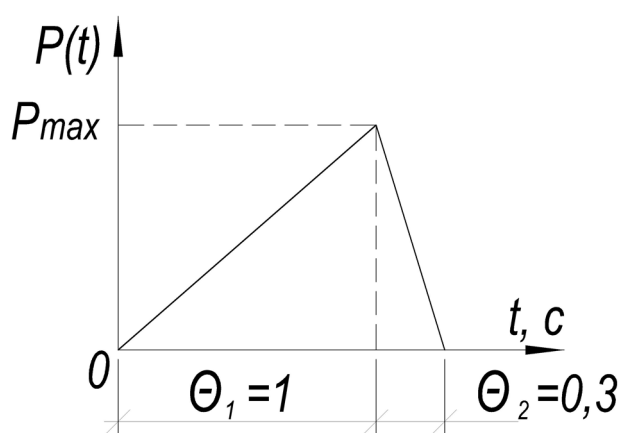


Рисунок 4 – График динамического воздействия при возникновении ЧС

Перемещение по вертикали узла перекрытия над удаленной колонной и продольной силы в колонне второго этажа в динамике представлены на рисунке 5.

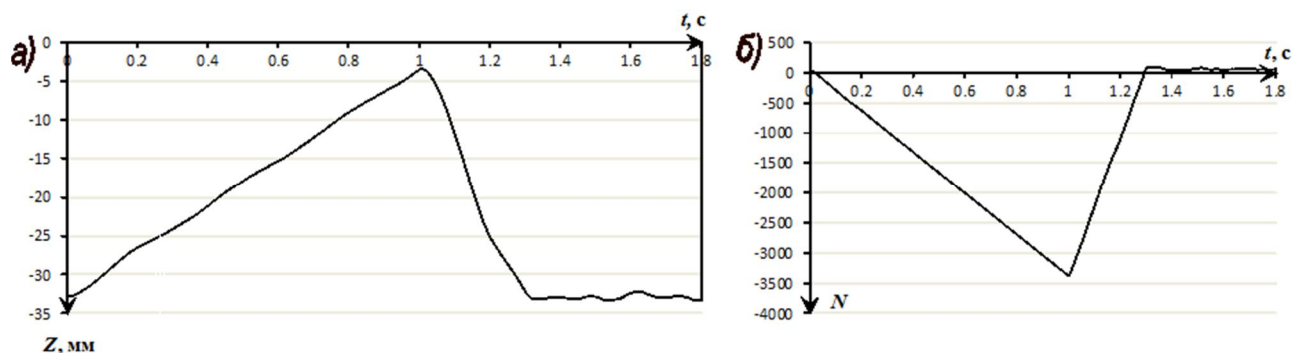


Рисунок 5 – Графики перемещения по вертикали узла перекрытия 1-го этажа и продольной силы в колонне 2-го этажа над удаленной колонной в динамике

По результатам расчета были вычислены отношения динамических величин к статическим аналогам: отношение максимальной продольной силы в колонне, «подвешенной» к усиленному этажу, при динамическом действии нагрузки к продольной силе при статическом действии, найденной из линейно упругого расчета с редуцированным модулем упругости при действии нормативных постоянных и временно длительных нагрузок.

Таблица 2 – Отношение максимальных динамических значений продольной силы к их статическим аналогам для колонн, «подвешенных» к усиленному этажу

| t, c | Колонна 2 эт. | Кол. 3 эт. | Кол. 4 эт. | Кол. 5 эт. | Кол. 6 эт. | Кол. 7 эт. | Кол. 8 эт. | Кол. 9 эт. |
|-------------------------------------|---------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| N_{max} , динам. | 96 | 225.3 | 388.2 | 580.7 | 798.4 | 1039.1 | 1300.6 | 1579.1 |
| $N_{стат.}$ | 57.1 | 163.1 | 306.2 | 482.9 | 690.5 | 927.1 | 1191.5 | 1478.7 |
| $\frac{N_{max, динам.}}{N_{стат.}}$ | 1.68 | 1.38 | 1.27 | 1.2 | 1.16 | 1.12 | 1.09 | 1.07 |

Из таблицы 2 видно, что эти отношения не остаются постоянными по высоте здания. Поэтому можно сделать вывод, что на движение системы влияют несколько форм колебаний (в основном, первые две из «подходящих» форм локальных колебаний – см. табл. 1). Кроме того, максимумы усилий в колоннах, расположенных на одной вертикали, достигаются в разные моменты времени (для колонны 2-го этажа при $t=1,312$ с, для колонны 9-го этажа при $t=1,336$ с). Это делает невозможным применять подход с эквивалентной статической нагрузкой с учетом одного коэффициента динамичности. Поэтому можно сделать вывод, что для расчета систем с усиленными этажами необходимо выполнять динамический расчет системы со счетным числом степеней свободы.

Использование усиленных этажей является эффективным способом обеспечения сопротивления здания ПР. Чем более жестким по своему конструктивному решению является усиленный этаж, тем меньше прогиб перекрытия над удаляемой колонной, но больше усилия в вертикальных элементах здания над удаленным элементом. Для получения истинного напряженно-деформированного состояния в элементах несущей системы с усиленными этажами необходимо выполнять динамический расчет, так как движение системы в условиях ЧС определяется первыми двумя формами локальных колебаний, имеющих близкие значения круговых частот. Отношения максимальных динамических усилий к их статическим аналогам отличаются на разных этажах, что исключает возможность использования подхода с эквивалентной статической нагрузкой. В дальнейшем предполагается исследовать влияние количества этажей, «подвешенных» к усиленному этажу, и количества таких блоков по высоте здания на динамические характеристики несущей системы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Расторгуев, Б.С. Обеспечение живучести зданий при особых динамических воздействиях [Текст] / Б.С. Расторгуев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2003. – №4. – С. 45-48.
2. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения [Текст]. – М.: ГУП НИИЦ. – 2005. – 24 с.
3. NISTIR 7396 – Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings; U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, 2007.
4. Алмазов, В.О. Сопротивление прогрессирующему разрушению: расчёты и конструктивные мероприятия [Текст] / В.О. Алмазов // Вестник ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко «Исследования по теории сооружений». – №1 (XXVI). – 2009.
5. Расторгуев, Б.С. Деформирование конструкций перекрытий каркасных зданий после внезапного разрушения одной колонны [Текст] / Б.С. Расторгуев, К.Н. Мутко // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2006. – №1. – С. 12-15.
6. Алмазов, В.О. Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению [Текст] / В.О. Алмазов, А.И. Плотников, Б.С. Расторгуев // Вестник МГСУ. – 2011. – №2(1). – С. 15-20.
7. Руденко, Д.В. Защита каркасных зданий от прогрессирующего обрушения [Текст] / Д.В. Руденко, В.В. Руденко // Инженерно-строительный журнал. – 2009. – №3. – С. 38-41.
8. ДБН В.2.2-24 2009 Проектування висотних житлових і громадських будинків. – К.: Укрархбудинформ, 2006. – 105 с.

9. Травуш, В.И. Конструкции башни «Охта Центра» [Текст] / В.И. Травуш, А.И. Шахворостов // Высотные здания. – 2011. – №1. – С. 90-99.
10. Фейгина, Е.В. Особенности проектирования высотных зданий в акватории черноморского побережья с учётом специфики создания искусственных островов в целях предотвращения аварий зданий и сооружений [Текст] / Е.В. Фейгина // Предотвращение аварий зданий и сооружений. – 2011.
11. Rob Smith. Damped outriggers for tall buildings / R. Smith, M. Willford // The Arup Journal. – 2008. – №3. – P. 15-21.
11. Sathyanarayanan K.S. Feasibility Studies on the Use of Outrigger System for RC Core Frames / K.S. Sathyanarayanan, A.Vijay, S.Balachandar // International Journal of Advanced Innovation, Thoughts and Ideas. – 2012. – №5.
12. Leonard M. Joseph. Ingredients of High – Rise Design. Taipei 101/ Leonard M. Joseph, Dennis Poon, Shaw-song Shieh // Structure magazine. – June 2006. – P. 40-45.
13. Современное высотное строительство [Текст]: монография. – М.: ГУП «ИТЦ Москомархитектуры», 2007. – 440 с.
14. СТО 008-02495342-2009 Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий. Проектирование и расчет [Текст]. – М., ЦНИИПромзданий, МНИИТЭП, 2009.
15. Малахова, А.Н. Монолитные кессонные перекрытия зданий [Текст] / А.Н. Малахова // Вестник МГСУ. – 2013. – №1. – С. 79-86.

Домарова Екатерина Владимировна

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Аспирантка

E-mail: cathie_p@mail.ru

E. DOMAROVA

STIFFENING EFFECT GAIN FLOORS ON PERFORMANCE MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE FRAME BUILDINGS ACCIDENTAL EFFECTS

In this paper, the influence of stiffness and structural scheme of outrigger system on dynamic factor in the event of abnormal loading connected with the loss of a key vertical member is evaluated using nonlinear static, dynamic and modal analyses. To this end 5-storey finite-element model structures with different outrigger system structure at the top were prepared. The following structural schemes of outrigger system were used: wall scheme, belt trusses, a waffle-slab floor. The model without outrigger system was also designed. The following aspects were estimated: a) vertical deflections of slabs above the removed central column and value of tension forces columns working as «hanging» to outrigger system above removed element; b) vibrational frequency, cycle of vibration and modal masses; c) the dynamic factor on different levels in the event of the loss of a key column.

Keywords: outrigger systems, progressive collapse, a dynamic design, resistance of a building, modal analyse.

BIBLIOGRAPHY

1. Rastorguev, B.S. Obespechenie zhivuchesti zdaniy pri osobykh dinamicheskikh vozdeystviyakh [Tekst] / B.S. Rastorguev // Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. – 2003. – №4. – S. 45-48.
2. Rekomendacii po zashhite monolitnyh zhilyh zdaniy ot progressirujushhego obrusheniya [Tekst]. – М.: ГУП NIAC. – 2005. – 24 s.
3. NISTIR 7396 – Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings; U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, 2007.
4. Almazov, V.O. Soprotivlenie progressirujushhemu razrusheniju: raschjoty i konstruktivnye meroprijatija [Tekst] / V.O. Almazov // Vestnik CNIISK im. V.A.Kucherenko «Issledovaniya po teorii sooruzhenij». – №1 (XXVI). – 2009.
5. Rastorguev, B.S. Deformirovanie konstrukcij perekrytij karkasnyh zdaniy posle vnezapnogo razrusheniya odnoj kolonny [Tekst] / B.S. Rastorguev, K.N. Mutoka // Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. – 2006. – №1. – S. 12-15.
6. Almazov, V.O. Problemy soprotivleniya zdaniy progressirujushhemu razrusheniju [Tekst] / V.O. Almazov, A.I. Plotnikov, B.S. Rastorguev // Vestnik MGSU. – 2011. – №2(1). – S. 15-20.

7. Rudenko, D.V. Zashhita karkasnyh zdaniy ot progressirujushhego obrusheniya [Tekst] / D.V. Rudenko, V.V. Rudenko // Inzhenerno-stroitel'nyj zhurnal. – 2009. – №3. – S. 38-41.
8. DBN V.2.2-24 2009 Proektuvannja visotnih zhitlovih i gromads'kih budinkiv. – K.: Ukrarhbudinform, 2006. – 105 s.
9. Travush, V.I. Konstrukcii bashni «Ohta Centra» [Tekst] / V.I. Travush, A.I. Shahvorostov // Vysotnye zdaniya. – 2011. – №1. – S. 90-99.
10. Fejgina, E.V. Osobennosti proektirovaniya vysotnyh zdaniy v akvatorii chernomorskogo poberezh'ja s uchjotom specifiky sozdaniya iskusstvennyh ostrovov v celjah predotvrashheniya avarij zdaniy i sooruzhenij [Tekst] / E.V. Fejgina // Predotvrashhenie avarij zdaniy i sooruzhenij. – 2011.
11. Rob Smith. Damped outriggers for tall buildings / R. Smith, M. Willford // The Arup Journal. – 2008. – №3. – P. 15-21.
11. Sathyanarayanan K.S. Feasibility Studies on the Use of Outrigger System for RC Core Frames / K.S. Sathyanarayanan, A. Vijay, S. Balachandar // International Journal of Advanced Innovation, Thoughts and Ideas. – 2012. – №5.
12. Leonard M. Joseph. Ingredients of High – Rise Design. Taipei 101/ Leonard M. Joseph, Dennis Poon, Shaw-song Shieh // Structure magazine. – June 2006. – P. 40-45.
13. Sovremennoe vysotnoe stroitel'stvo [Tekst]: monografija. – M.: GUP «ITC Moskomarhitektury», 2007. – 440 s.
14. STO 008-02495342-2009 Predotvrashhenie progressirujushhego obrusheniya zhelezobetonnyh monolitnyh konstrukcij zdaniy. Proektirovanie i raschet [Tekst]. – M., CNIIPromzdanij, MNIITJeP, 2009.
15. Malahova, A.N. Monolitnye kessonnye perekrytija zdaniy [Tekst] / A.N. Malahova // Vestnik MGSU. – 2013. – №1. – S. 79-86.

E. Domanova

Moscow state construction university, Moscow

Postgraduate student

E-mail: cathie_p@mail.ru

РАСТОРГУЕВ Б.С., ВАНУС Д.С.

ОЦЕНКА БЕЗОПАСНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ЧРЕЗВЫЧАЙНЫХ СИТУАЦИЯХ ТЕХНОГЕННОГО ХАРАКТЕРА

Рассмотрен метод расчета на безопасность в вероятностной форме железобетонных конструкций при действии особых динамических нагрузок. Предельные состояния конструкций определены через значения предельных деформаций с учетом пластической стадии. Уравнение предельного состояния представляется как граница между областями отказа и безотказной работы. Для характеристики предельного состояния используется коэффициент пластичности, предельные значения которых определяют предельное состояние. Приведены примеры расчетов, в которых выделено влияние вариации воздействия на безопасность конструкций, характеризующейся вероятностью безотказной работы.

Ключевые слова: безопасность, оценка, безотказная работа, вариация, предельные состояния, вероятность.

При многих техногенных чрезвычайных ситуациях (взрывы различных веществ, удары от падения грузов, автомобильные и авиационные катастрофы т. д.) возникают динамические нагрузки, определяемые как особые. Эти нагрузки учитываются в особых сочетаниях совместно с нормативными, постоянными и временными длительными нагрузками (статическими). Интенсивность динамических нагрузок может значительно превосходить несущую способность конструкций и поэтому возможны их разрушения, создающие угрозу жизни и здоровью людей.

В современных отечественных нормах отсутствуют предельные состояния соответствующие указанным ситуациям.

В источнике [1] требуется учет аварийной расчетной ситуации малой вероятности, и при этом ставятся требования к механической безопасности конструкций, обеспечивающих предотвращение угрозы разрушения и потери устойчивости зданий.

В Еврокодах введено аварийное предельное состояние, связанное с обрушениями или другими видами разрушения конструкций. В соответствии с данным предельным состоянием для отдельных конструкций ставится требование по исключению их обрушения. Для зданий и сооружений в целом вводится требование по исключению потери живучести и устойчивости против прогрессирующего разрушения.

Все основные параметры конструкций (нагрузки, предельные усилия и деформации) являются случайными величинами или функциями. Уравнение предельных состояний представляет границу между областями отказа и безотказного состояния конструкций в пространстве случайных величин. Мера безопасности конструкции определяется как вероятность безотказной работы конструкции и равна в общем случае интегралу от плотности распределения переменных по области безотказа.

Для оценки безопасности конструкций применяется также теория риска, в которой риск определяется как вероятность отказа, или в виде произведения вероятности события на возможный ущерб [2].

При решении большинства практических задач применяются специальные, обычно приближенные методы, изложенные в работах [3, 4, 5], посвященных расчету конструкций на надежность при обычных нагрузках. При этом предельные состояния по несущей способности определяются через значения предельных усилий.

При особых динамических воздействиях, обычно действующих в течении малого времени, в наиболее эффективных пластически деформирующихся конструкциях реализуются кратковременные пластические деформации при сохранении конструкции, т.е. при отсутствии

обрушения. Поэтому предельное состояние по несущей способности определяется через значения предельных деформаций (прогибов), которые достигаются конструкциями при их последовательном деформировании в упругой и пластической стадиях.

Для расчета конструкций в этих стадиях используется методика, разработанная в специальном разделе динамики сооружений, посвященных деформированию конструкций при кратковременных динамических нагрузках [6, 7].

В дальнейшем рассмотрим изгибаемые конструкции балочного типа.

Нагрузка принимается равномерно распределенной по длине элемента: статическая q_{st} , динамическая $p(t)$, длительностью θ , функция $f(t)$ представляет закон изменения нагрузки во времени ($f(t) = 0$ при $t > \theta$; при $\theta \leq 0,25 T$, где T – наименьший период колебаний конструкции, динамическая нагрузка представляется мгновенным импульсом интенсивность $i = 0,5 P \theta$.

Деформированные свойства конструкций представляются дифференциальным оператором $L(w)$ реакций внутренних сил на внешнюю нагрузку. Для динамического прогиба упругой изгибаемой конструкции справедливо уравнение:

$$L(w) + m \frac{\delta^2 w}{\delta t^2} = P f(t), \quad (1)$$

где m – погонная масса.

Для решения уравнения (1) применен приближенный метод, основанный на представлении прогиба в виде:

$$W_1(xt) = p \cdot F(x) \cdot T_1(t), \quad (2)$$

где $F(x)$ – статический прогиб от единичной распределенной нагрузки; $T_1(t)$ – функция динамичности в упругой стадии, удовлетворяющая уравнению:

$$\ddot{T}_1 + \omega^2 T_1 = \omega^2 f(t), \quad \omega^2 = \frac{\int F(x) dx}{m \int F^2(x) dx}. \quad (3)$$

Величина ω является круговой частотой колебаний конструкции, соответствующей принятой форме перемещений.

При мгновенном импульсе принимается $w_1(x_1t) = F_1(x) \cdot T_1(t)$ и в уравнении (3) $f(t) = 0$.

Подробно рассмотрены динамические воздействия двух видов, для которых функции динамичности равны:

- при постоянной во времени нагрузке ($f(t) = 1$) (вид 1):

$$T_1(t) = 1 - \cos \omega t; \quad \dot{T}_1(t) = \omega \sin \omega t; \quad (4)$$

- при мгновенном импульсе (вид 2):

$$T_1(t) = i \omega \sin \omega t; \quad \dot{T}_1(t) = i \omega^2 \cos \omega t. \quad (5)$$

В принятом приближенном методе расчета принимается, что после упругой стадии сразу возникает пластическая стадия, деформирование конструкции в которой происходит вследствие развития пластических деформаций в растянутой арматуре. Конструкция представляется механизмом, состоящим из жестких дисков, соединенных по линиям излома пластическими шарнирами (сосредоточенными или линейными).

Перемещения конструкции в пластической стадии определяются обычно одним параметром: углом поворота $\varphi(t)$ дисков, прогибом общей точки системы.

Уравнения движения конструкции в пластической стадии получают на основе принципа возможных перемещений, начальное значение находят с использованием сохранения количества движения при переходе из упругой в пластическую стадию.

Время конца упругой стадии (и начала пластической стадии) t_1 определяется из условия достижения предельного упругого прогиба, равного:

$$W_{el} = q_u \cdot F(x_0), \quad (6)$$

q_u – предельная нагрузка, определяемая методом предельного равновесия с использованием схемы излома конструкции в пластической стадии.

Соответствующие уравнения для времени t_1 для нагрузок вида 1 и вида 2 имеют вид соответственно:

$$\cos \omega t_1 = 1 - \gamma_p; \quad \sin \omega t_1 = \gamma_i, \quad (7)$$

$$\text{где } \gamma_p = \frac{q_u - q_{st}}{p}; \gamma_i = \frac{q_u - q_{st}}{i\omega} \leq 1. \quad (8)$$

Рассмотрена балочная конструкция пролетом l с тремя пластическими шарнирами: в середине пролета и на опорах.

Перемещение балки в пластической стадии принимается равным:

$$W_2(x, t) = \varphi(t)x, \quad 0 \leq x \leq \frac{l}{2}.$$

Начальные значения угловой скорости при нагрузке вида 1 равно:

$$\dot{\varphi}_0 = \frac{4p}{l^2} \int_0^l F(x) dx \cdot \dot{T}_1(t_1). \quad (9)$$

При нагрузке вида (2) принимается $B(9)p = 1$.

Уравнения движения элементов и значения максимальных пластических прогибов определяется по формулам:

- при нагрузке вида (1):

$$\ddot{\varphi}(t) = -A_1, \quad A_1 = \frac{3p}{ml} (\gamma_p - 1), \quad \gamma_p > 1,$$

$$\varphi_{max} = \frac{\dot{\varphi}_0^2}{2A_1}, \quad W_{2,max} = \varphi_{max} \cdot \frac{l}{2}, \quad W_{max} = W_{el} + W_{2,max}; \quad (10)$$

- при нагрузке вида (2):

$$\ddot{\varphi}(t) = -A_2, \quad A_2 = \frac{3}{ml} (q_u - q_{st}),$$

$$\varphi_{max} = \frac{\dot{\varphi}_0^2}{2A_2}, \quad W_{2,max} = \varphi_{max} \cdot \frac{l}{2}, \quad W_{max} = W_{el} + W_{2,max}. \quad (11)$$

Для характеристики аварийного предельного состояния используется коэффициент пластичности $K_{pl} = \frac{W_{max}}{W_{el}}$, для которого получены выражения:

- при постоянной во времени нагрузке (вида 1):

$$K_{pl} = 1 + \frac{\delta(2-\gamma_p)}{\gamma_p - 1}, \quad \gamma_p > 1; \quad (12)$$

- при мгновенном импульсе (вида 2):

$$K_{pl} = 1 + \frac{\delta(1-\gamma_i^2)}{\gamma_i^2}, \quad \gamma_i < 1, \quad (13)$$

где $\delta = 0,693$ – для шарнирно-опертых балок, $\delta = 0,5$ – для защемленных на опорах балок.

Уравнение предельного состояния имеет вид $K_{pl} \leq K_{plu}$, где K_{plu} – предельное значение коэффициента пластичности. При его определении учтено, что отношение прогибов равно отношению кривизны в сечении с максимальным прогибом. Значения кривизны определяются по формулам:

- в конце упругой стадии:

$$\chi_{el} = \frac{\varepsilon_{sel}}{h_0 - x_{el}} = \frac{\varepsilon_{sel}}{h_0(1-\xi_{el})};$$

- в предельном состоянии:

$$\chi_u = \frac{\varepsilon_s}{h_0 - x} = \frac{\varepsilon_s}{h_0(1-\xi)}.$$

Относительные высоты сжатых зон находятся из соотношений:

$$\xi_{el} = -\alpha_\mu + \sqrt{(\alpha_\mu)^2 + 2\alpha_\mu}, \quad \xi = \frac{\bar{R}_s}{R_b} \mu, \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b}, \quad \alpha_\mu = \alpha \mu.$$

Предельная величина K_{plu} будет равна:

$$K_{plu} = \frac{\chi_u}{\chi_{el}} = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sel}} \cdot \frac{(1-\xi_{el})}{(1-\xi)} = K_{pls} \cdot S,$$

$$\text{где } K_{pls} = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sel}}, \quad S = \frac{(1-\xi_{el})}{(1-\xi)}.$$

Коэффициент K_{pls} находится из соотношения согласно закону плоских сечений:

$$K_{pls} = \frac{\frac{0,8}{\xi} - 1}{\frac{\varepsilon_{sel}}{\varepsilon_{bn}}} = \frac{\frac{0,8}{\xi} - 1}{\frac{R_s}{E_s \varepsilon_{bn}}},$$

где ε_{bu} – предельная деформация бетона. Из приближенного соотношений:

$$\frac{0,8}{\xi} - 1 = \frac{(1-\xi_{el})d}{\xi}, \text{ следует } K_{pls} = \frac{(1-\xi_{el})d}{\xi_{\varepsilon_{bu}}}; \quad (d = 0,7 \dots 0,8). \quad (14)$$

Введя обозначения случайных величин, приняв $\widetilde{K}_{pl} = \tilde{x}$, получим уравнения предельных состояний в вероятностной форме из соотношения (12).

$$\widetilde{X}_1 = (\widetilde{q}_u - \widetilde{q}_{st}) \frac{\tilde{x} + \delta - 1}{\tilde{x} + 2\delta - 1} - \tilde{p}. \quad (15)$$

Из соотношения (13):

$$\widetilde{X}_2 = (\widetilde{q}_u - \widetilde{q}_{st}) \frac{(\tilde{x} + \delta - 1)^{\frac{1}{2}}}{\sqrt{\delta}} - i\tilde{\omega}. \quad (16)$$

Все переменные, удовлетворяющие соотношениям $\tilde{x}_1 \geq 0$ и $\tilde{x}_2 \geq 0$ образуют соответствующие области безотказной (безопасной) работы и соотношения $\tilde{x}_1 < 0$ и $\tilde{x}_2 < 0$ образуют области отказа.

Различные методы определения вероятности отказа изложены в работе [5]. При нелинейных уравнениях предельного состояния, какими являются уравнения (15), (16), применяется линейаризация путем разложения в степенной ряд Тейлора. Математическое ожидание и дисперсия уравнения предельного состояния находятся по формулам:

- при постоянной динамической нагрузке:

$$\overline{x}_1 = \overline{q}_u^* \frac{\tilde{x} + \delta - 1}{\tilde{x} + 2\delta - 1} - \tilde{p}, \quad q_u^* = q_u - q_{st}; \quad (17)$$

$$Var[X_1] = \left(\frac{\partial X_1}{\partial p}\right)^2 Var[p] + \left(\frac{\partial X_1}{\partial q_u}\right)^2 Var[q_u] + \left(\frac{\partial X_1}{\partial x}\right)^2 Var[x], \quad (18)$$

$$\text{где } \frac{\partial X_1}{\partial p} = 1; \quad \frac{\partial X_1}{\partial q_u^*} = \frac{\tilde{x} + \delta - 1}{\tilde{x} + 2\delta - 1}; \quad \frac{\partial X_1}{\partial x} = \frac{-q_u^* \delta}{(\tilde{x} + 2\delta - 1)^2}.$$

Определяется характеристика (индекс) безопасности: $\beta_0 = \frac{\overline{X}_1}{\sqrt{Var[X_1]}}$; равная числу стандартных σ_{x1} располагающихся в интервале от $x_1=0$ до $x_1 = \overline{x}_1$.

Если все переменные распределены по нормальному закону, то вероятности отказа и безотказа находятся по формулам:

$$P_f = \Phi(-\beta_0), \quad P_s = \Phi(\beta_0) = 1 - P_f,$$

где Φ – функция нормального распределения.

- при мгновенном импульсе:

$$\overline{X}_2 = \overline{q}_u^* \frac{\sqrt{\tilde{x} + \delta - 1}}{\sqrt{\delta}} - i\tilde{\omega}; \quad (19)$$

$$Var[X_2] = \left(\frac{\partial X_2}{\partial i\omega}\right)^2 Var[i\omega] + \left(\frac{\partial X_2}{\partial q_u^*}\right)^2 Var[q_u^*] + \left(\frac{\partial X_2}{\partial x}\right)^2 Var[x], \quad (20)$$

$$\text{где } \frac{\partial X_2}{\partial i\omega} = -1; \quad \frac{\partial X_2}{\partial q_u^*} = + \frac{\sqrt{\tilde{x} + \delta - 1}}{\sqrt{\delta}}; \quad \frac{\partial X_2}{\partial x} = \frac{q_u^* \delta}{(\tilde{x} + 2\delta - 1)^2}.$$

Характеристика безопасности и вероятности отказа и безотказа равны:

$$\beta_0 = \frac{\overline{X}_2}{\sqrt{Var[X_2]}}, \quad P_f = \Phi(-\beta_0), \quad P_s = 1 - P_f. \quad (21)$$

Предельная нагрузка для балки с одинаковыми опорными предельными моментами $M_{и}^{(оп)}$ и с предельным пролетным моментом $M_{и}^{(пр)}$ определяются по формуле:

$$q_u = \frac{8}{l^2} (M_u^{пр} + M_u^{оп}). \quad (22)$$

Для балки прямоугольного сечения $b \times h_o$ с коэффициентами армирования для пролетного и опорных сечений μ_0 и μ_1 будет:

$$M_u^{пр} = bh_o^2 \mu_0 \left(R_s - \frac{0,5 \bar{R}_s^2 \mu_0}{\bar{R}_b} \right), \quad M_u^{оп} = bh_o^2 \mu_1 \left(R_s - \frac{0,5 \bar{R}_s^2 \mu_1}{\bar{R}_b} \right). \quad (23)$$

Отсюда среднее значение предельной нагрузки равно:

$$\overline{q}_u = \frac{8bh_o^2}{l^2} \bar{R}_s [\mu_0(1 - \bar{\xi}_0) - \mu_1(1 - 0,5\bar{\xi}_1)], \quad (24)$$

$$\text{где } \bar{\xi}_0 = \frac{\bar{R}_s^2 \mu_0}{\bar{R}_b}, \quad \bar{\xi}_1 = \frac{\bar{R}_s^2 \mu_1}{\bar{R}_b}.$$

Дисперсия находится из соотношения:

$$Var[q_u] = \left(\frac{\partial q_u}{\partial R_s}\right)^2 Var[R_s] + \left(\frac{\partial q_u}{\partial R_b}\right)^2 Var[R_b],$$

где $Var[R_s] = \vartheta_s^2 \bar{R}_s^2$, $Var[R_b] = \vartheta_b^2 \bar{R}_b^2$.

В результате получено:

$$Var[q_u] = \frac{8^2 b^2 h_0^4}{l^4} \left\{ [\mu_0(1 - \bar{\xi}_0) - \mu_1(1 - \bar{\xi}_1)]^2 \vartheta_s^2 \bar{R}_s^2 + 0,25(\bar{\xi}_0^2 + \bar{\xi}_1^2) \vartheta_b^2 \bar{R}_b^2 \right\}. \quad (25)$$

$$\text{При } \mu_1 = 0 \quad Var[q_u] = \frac{8^2 b^2 h_0^4}{l^4} \mu_0^2 \bar{R}_s^2 [(1 - \bar{\xi}_0)^2 \vartheta_s^2 + 0,25 \vartheta_b^2]. \quad (26)$$

При определении предельного коэффициента пластичности $x = \bar{k}_{ul}$ использована упрощенная зависимость (14), т.е.:

$$\bar{x} = \frac{(1 - \bar{\xi}_{el})d}{\bar{\xi} \bar{\beta}}, \quad \bar{\xi} = \frac{\bar{R}_s}{\bar{R}_b} \mu, \quad \bar{\beta} = \frac{\bar{R}_s}{E_s \bar{\varepsilon}_{bu}}. \quad (27)$$

Использованы зависимости $Var[x] = \left(\frac{\partial x}{\partial \xi}\right)^2 Var[\xi] + \left(\frac{\partial x}{\partial \beta}\right)^2 Var[\beta]$.

В которой $Var[\xi] = \xi^2 (\vartheta_s^2 + \vartheta_b^2)$, $Var[\beta] = \bar{\beta}^2 (\vartheta_s^2 + \vartheta_{\varepsilon b}^2)$;

$$Var[x] = \bar{x}^2 (\vartheta_b^2 + 2\vartheta_s^2 + \vartheta_{\varepsilon b}^2). \quad (28)$$

Примеры расчетов:

1. Общие положения

Рассматривается однопролетная балка под действием динамических нагрузок вида 1 и вида 2. Находятся вероятности отказа с использованием формул (15), (19), (20), (22), (23).

Входящие в эти формулы средние значения \bar{R}_b , \bar{R}_s , $\bar{\varepsilon}_{bu}$ определяется с использованием соответствующих нормативных значений, коэффициентов вариации $v_b, v_s, v_{\varepsilon_{bu}}$ и характеристикой обеспеченности 1,64.

Для бетона класса В30 при $v_b=0,135$; $v_{\varepsilon_{bu}}=0,2$; $\varepsilon_{bun} = 2,5 \cdot 10^{-3}$ будет $\bar{R}_b = 28,3$ МПа, $\varepsilon_{bu} = 3,7 \cdot 10^{-3}$, для арматуры класса А400 при $v_s=0,08$; $\bar{R}_s=450$ МПа.

Расчет проводят для шарнирно – опертой балки при значении параметров:

$$\mu_0 = 0,01; \quad \frac{h_0}{l} = 0,1; \quad \delta = 0,693; \quad \bar{\xi}_0 = 0,16; \quad E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$\alpha = 6,15; \quad \alpha_\mu = 0,0615; \quad \varphi_d = 0,3.$$

По формулам (25), (26), (27)(28), получено:

$$\bar{q}_u = 339b; \quad Var[q_u] = 1228b^2; \quad \bar{\beta} = 0,62; \quad \bar{\xi}_{el} = 0,29.$$

$$\bar{x} = 5,72; \quad Var[x] = 2,32; \quad \sigma_x = 1,52; \quad \sigma_{qu} = 35b.$$

2. Результаты расчетов:

Уравнения предельных состояний (17) и (19) имеет вид:

$$\bar{x}_1 = 0,887 \bar{q}_n - \bar{p} = 300 - \bar{p}, \quad \bar{x}_2 = 2,794 \bar{q}_u - \bar{i}\bar{\omega} = 947 - \bar{i}\bar{\omega}.$$

Дисперсии (18) и(20) будут равны:

$$Var[\chi_1] = P^{-2} v_p^2 + 1060;$$

$$Var[\chi_2] = i\omega^{-2} v_{i\omega}^2 + 9678.$$

Результаты расчетов приведены в таблицах 1 и 2.

В первых строках приведены значения нагрузок, удовлетворяющих уравнениям предельных состояний, при которых $P_s = P_f = 0,5$.

Строки раздела 2 относятся к областям безотказности работы ($\bar{x}_1 > 0, \bar{x}_2 > 0$), но при этом возможно состояние отказа с малой вероятностью $P_f = 1 - P_s$. С увеличением коэффициента вариации нагрузки происходит уменьшение вероятности безотказа (т.е. уменьшение безотказности) для отдельных элементов.

Строки раздела 3 относятся к области отказа ($\bar{x}_1 < 0, \bar{x}_2 < 0$), но при этом возможны состояния с безотказной работой малой вероятности. С увеличением коэффициента вариации воздействия происходит увеличение вероятности безотказа (т.е. повышение безотказности) для отдельных элементов.

Из результатов расчетов следует, что вариации воздействия могут привести к появлению элементов с уровнем безопасности, противоположным уровню остальных элементов.

Таблица 1

| N | \bar{P} | v_p | σ_p | \bar{X}_1 | σ_{x1} | p_0 | p_1 |
|---|-----------|-------|------------|-------------|---------------|-------|-------|
| 1 | 300 | | | 0 | 0 | 0 | 0,5 |
| 2 | 200 | 0,2 | 40 | 100 | 51,6 | 1,94 | 0,274 |
| | | 0,1 | 20 | 100 | 38,2 | 2,62 | 0,996 |
| | | 0 | 0 | 100 | 32,6 | 3,07 | 1 |
| 3 | 400 | 0 | 80 | -100 | 89,4 | -1,12 | 0,131 |
| | | 0 | 40 | -100 | 51,6 | -1,93 | 0,027 |
| | | 0 | 0 | -100 | 32,6 | -3,20 | 0 |

Таблица 2

| N | $i\omega$ | $v i\omega$ | $\sigma i\omega$ | \bar{X}_2 | σ_{x2} | β_0 | P_s |
|---|-----------|-------------|------------------|-------------|---------------|-----------|-------|
| 1 | 947 | | | 0 | 0 | | 0,5 |
| 2 | 647 | 0,2 | 129 | 300 | 162 | 1,85 | 0,968 |
| | | 0,1 | 65 | 300 | 118 | 2,54 | 0,994 |
| | | 0 | 0 | 300 | 98 | 3,06 | 1 |
| 3 | 1247 | 0,2 | 249 | -300 | 267 | -4,12 | 0,131 |
| | | 0,1 | 125 | -300 | 160 | -1,88 | 0,03 |
| | | 0 | 0 | -300 | 98 | -3,06 | 0 |

Данные таблицы 2 позволяют оценить допустимую нагрузку (т.е. при $P_s \approx 1$), если принять $i\omega=0,5P\omega\theta$ ($\omega\theta \leq \frac{\pi}{2}$ для мгновенного импульса). Тогда $P = \frac{2i\omega}{\omega\theta} = \frac{2,647}{\omega\theta}$. Эта величина существенно больше значения $P=200$, допустимого при постоянной во времени нагрузки (см. табл. 1). В этом проявляется динамический эффект возможных особых воздействий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Федеральный закон Российской Федерации от 30.12.2009. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений [Текст].
2. Тамразян, А.Г. Снижение рисков в строительстве при чрезвычайных ситуациях природного и технического характера [Текст] / А.Г. Тамразян, С.Н. Булгаков и др. – М.: АСВ, 2012. – 304 с.
3. Ржаницын, А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность [Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978.
4. Кудзис А.П. Оценка надежности железобетонных конструкций [Текст] / А.П. Кудзис.
5. Шпете, Г. Надежность несущих строительных конструкций [Текст] / Г. Шпете. – М.: Стройиздат, 1994.
6. Попов, Н.Н. Расчет конструкций на динамические специальные нагрузки [Текст] / Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, А.В. Забегаев. – М.: Высшая школа, 1992.
7. Расторгуев, Б.С. Проектирование зданий и сооружений при аварийных взрывных действиях [Текст] / Б.С. Расторгуев, А.И. Плотников, Д.З. Хуснутдинов. – М.: АСВ, 2007.

Расторгуев Б.С.

Московский государственный строительный университет, г. Москва
Доктор технических наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

Ванус Д.С.

Московский государственный строительный университет, г. Москва
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

SAFETY ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES IN TECHNOGENIC EMERGENCIES

The method of calculation of the safety in probabilistic form of reinforced concrete structures under the action of specific dynamic loads. Limit states of structures are defined by the values of limit strains considering plastic stage. Limit state equation is represented as a boundary between the failure and uptime. To characterize the limit state used plastic coefficient, the limit values which define the limit state. Examples of calculations in which the effect of variations highlighted the impact on safety of structures characterized by the probability of failure-free operation.

Keywords: safety, assessment, failure-free operation, variation, limit state, probabilities.

BIBLIOGRAPHY

1. Federal'nyj zakon Rossijskoj Federacii ot 30.12.2009. Tehnicheskij reglament o bezopasnosti zdaniy i sooruzhenij [Tekst].
2. Tamrazjan, A.G. Snizhenie riskov v stroitel'stve pri chrezvychajnyh situacijah prirodnogo i tehničeskogo haraktera [Tekst] / A.G. Tamrazjan, S.N. Bulgakov i dr. – M.: ASV, 2012. – 304 s.
3. Rzhanicyn, A.R. Teorija rascheta stroitel'nyh konstrukcij na nadezhnost' [Tekst] / A.R. Rzhanicyn. – M.: Strojizdat, 1978.
4. Kudzis A.P. Ocenka nadezhnosti zhelezobetonnyh konstrukcij [Tekst] / A.P. Kudzis.
5. Shpete, G. Nadezhnost' nesushhih stroitel'nyh konstrukcij [Tekst] / G. Shpege. – M.: Strojizdat, 1994.
6. Popov, N.N. Raschet konstrukcij na dinamicheskie special'nye nagruzki [Tekst] / N.N. Popov, B.S. Rastorguev, A.V. Zabegaev. – M.: Vysshaja shkola, 1992.
7. Rastorguev, B.S. Proektirovanie zdaniy i sooruzhenij pri avarijnyh vzryvnyh dejstvijah [Tekst] / B.S. Rastorguev, A.I. Plotnikov, D.Z. Husnutdinov. – M.: ASV, 2007.

B. Rastorguev

Moscow state construction university, Moscow

Doctor of technical sciences, professor of the department «Reinforced concrete and masonry structures»

D. Vanus

Moscow state construction university, Moscow

Candidate of technical sciences, professor of the department «Reinforced concrete and masonry structures»

ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ ОСВОЕНИЯ УЗЛОВЫХ ТРАНСПОРТНЫХ ПРОСТРАНСТВ

В статье освещены предпосылки проектирования архитектурных объектов в пространстве городских транспортно-пешеходных узлов. Дано теоретическое обоснование освоения территорий, традиционно отводимых под городской транспортный каркас с целью более полно раскрыть потенциал тех участков городской среды, которые исключены, как правило, из использования пешеходами. Также даны предложения по практической реализации результатов научного исследования.

Ключевые слова: дорога, пространство, архитектура, освоение.

Введение

Трудно представить себе нашу жизнь без дорог. Ежедневно мы затрачиваем время на преодоление расстояния от места жительства к местам приложения труда, отдыха, досуга и т.д. и затем – обратно. При этом зачастую при расширении границ населенных пунктов это расстояние увеличивается, и время нашей повседневной жизни вне дороги сокращается. То, что призвано приблизить пользование разными функциями, напротив, становится фактором затрат человека как материальных, так и не материальных, не возобновляемых (времени).

Анализ публикаций

Данное исследование построено на основании научных методов, предложенных такими авторами как Л. Барталанфи, П.К. Анохин, Г.С. Лаврик [1, 2, 3]. Также использованы исторические и статистические данные [5, 6].

Цель и постановка задач

Целью работы является рассмотрение предпосылок на основе анализа ситуации вокруг авторазвязок в связи с повышением ее урбанистической функциональности.

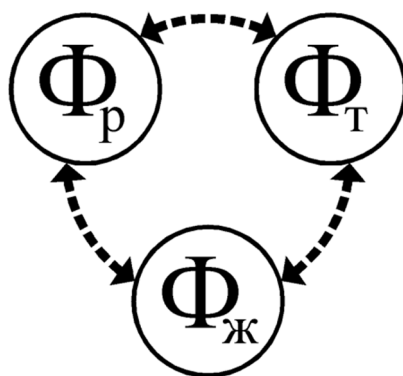
Задачами исследования являются:

- дать критическую оценку сегодняшнему положению на тех участках города, где авторазвязки расположены вблизи общественных площадей и активных пешеходных связей;
- определить наиболее рациональный метод исследования в данной области при проблемной градостроительной ситуации;
- обозначить тенденции развития градостроительных узлов с учетом роста города и меняющихся социальных потребностей.

Результаты и их анализ

Наиболее древние дороги относятся к IV тысячелетию до н.э. (к началу данного тысячелетия относятся дорога, найденная у города Ур в Месопотамии и дорога, найденная рядом с английским городом Гластонбери). Строительство дорог преследовало несколько целей, но основной целью всегда было сокращение времени на преодоление расстояний. Прокладка их осуществлялась по наиболее оптимальному пути, как правило, наиболее короткому. В ходе истории дороги приобретают более широкую значимость в силу стратегических преимуществ не только с милитаристической позиции, но также с коммерческой и с позиции повышения статуса застройки. В итоге не отдельные здания стали структурировать городскую ткань, а именно сеть дорог и улиц (история богата случаями исчезновения знаковых зданий и сооружений при том, что дороги, ведущие к ним, оставались, сохраняя общую структуру градообразования).

Существуют множество исследований [2] и предложений по каждому отдельному элементу в системе города (рис. 1). Однако структуру системы образуют лишь взаимосвязи между ними. И именно это звено, его потенциал и интерес с точки зрения архитектурного проектирования до настоящего момента малоизучено. Связь – одно из фундаментальных понятий в системном подходе. Система как единое целое существует именно благодаря наличию связей между ее элементами, т.е. связи выражают законы функционирования системы [3]. Тем не менее, принятое за данность понятие связей в области архитектуры не рассмотрено, интерес к транзитным связям не затрагивал их с позиции исследователя.



*Рисунок 1 – Основные функциональные элементы системы города:
Φ_р – элементы отдыха, досуга, рекреации; Φ_т – места приложения труда; Φ_ж – жилье*

До сих пор малоосвоенной областью градостроительства остается пространство, занимаемое транспортными связями. Нормы проектирования оговаривают условия застройки прилегающих территорий, однако, принципиально ничего не мешает освоить пространство за пределами ограничений. А также, вероятно, пришло время внести корректировки в нормативные документы согласно современной и прогнозируемой градостроительной ситуации. Регулирование транспортных потоков, тенденция к полицентричности городов, сам вид транспорта – все это меняется, и уже сегодня явно видны нестыковки вчерашних представлений с тем, к чему стремится прогресс в городской и транспортной организации. Там, где еще не так давно не было проблемы с движением транспорта, сегодня авто-пробки парализуют город; перефилирование объектов городской ткани смещает баланс движения пешеходов и технологического транспорта; генеральные планы городов не в состоянии контролировать все процессы сложной городской организации – это лишь часть проблемных вопросов, с результатами которых жители города сталкиваются ежедневно.

Схема сообщения между двумя функциями (процессами) имеет следующий вид:

$$\Phi_1 \leftarrow T \rightarrow \Phi_2,$$

где Φ – целевой процесс; T – транзит (дорога, улица, мост и т.п.), но при этом $T \rightarrow \min$ и всегда $T > 0$.

Данная элементарная система имеет прямую и обратную связь между составляющими ее элементами-функциями деятельности человека в общей системе города (см. рис. 1).

Структура системы справедлива для преобладающего большинства граждан, для тех, кто активно использует городскую среду. Она развивается в сторону увеличения транзитных связей, создавая проблематику в жизни человека.

Одна сторона проблемы – время, затрачиваемое населением города на дорогу. Так, по результатам исследования (портал rabota.ua, 2012 г) треть опрошенных сообщает, что на дорогу в одну сторону они тратят от 40 минут до часа; 28% респондентов добираются на работу 20-40 минут; 18% добираются на работу за час-полтора, а 14% проводят в пути 10-20 минут. В результате несложных вычислений получается, что более половины граждан тратят в среднем 1 месяц в год на дорогу на работу и с работы. Это время не несет никакой полезной нагрузки в жизни человека, это вынужденная затрата сил, средств и времени. Безусловно, часть граждан предпочитает заполнить это время элементарными возможными занятиями: 34% по пути на ра-

боту и с работы ничем себя не занимают; большинство слушает музыку; четверть (24%) читает книги; 5% читает прессу; 12% респондентов по пути на работу или, наоборот, домой успевают вздремнуть; 18% в пути разговаривают по телефону, а 4% играют на нем в игры. Выборка составила 1947 респондентов [5]. Однако сама по себе дорога не является целью, и нередко время в пути приравнивается ко времени, которое мы затрачиваем на целевой процесс.

Другая сторона проблемы – дефицит территорий. В настоящее время это актуально для большого числа городов, особенно это касается центральных частей городов со сложившимся транспортным каркасом, системой обслуживания и местами приложения труда. В то же время в крупных городах ценные территории отводятся под авторазвязки, либо под многополосные дороги. Площади, отданные для транспорта, практически исключены из «полезной», и общеизвестно, сколь они велики. Город становится не комфортным, теряя компактность. Зачастую площади между дорогами на развязках заняты газонами и рекламой. Все это – при высокой ценности и стоимости земли.

Проведен ряд исследований в области градостроительства, в результате стало общепринято рассматривать городские проблемы с позиции не какой-либо отдельной составляющей, а как систему функций и связей, взаимодействующих друг с другом. Город является сложной многоуровневой системой взаимозависимых подсистем, и многие вопросы рассмотрены именно с этой точки зрения [3]. Для данной темы работы, имеющей в качестве системообразующей основы достижение полезного результата, наиболее интересным инструментом представляется теория функциональных систем [1], а наиболее полно способствующим решению современных задач представляется синергетический подход, как путь самоорганизации системы, ее упорядочивания и согласованности иерархических элементов. Город – как система открытая – в свое время приходит к критическим состояниям в силу такого своего качества как способность к эволюции. Установившийся режим работы не удовлетворяет больше нарастающим потребностям в различных его составляющих, возникают так называемые точки бифуркации – моменты, когда система приходит к неопределенности. Далее возникает ситуация, когда данная система либо перейдет к хаотическому состоянию, либо перейдет на новый уровень упорядоченности. В нашем случае транзитных связей переход к новому состоянию не может произойти, опираясь лишь на традиционные решения. На практике увеличение мощности транспортного каркаса – это лишь один вариант решения проблемы, имеющий прогнозируемое предельное состояние в своем развитии. Предлагаемая же архитектурная организация дает переосмысление транспортных путей, позволяя раскрыть их потенциал вне прямого целевого использования.

Основной принцип архитектурного освоения узловых городских пространств заложен в синтезе транзитных связей с различными другими функциями городской инфраструктуры. Идея объединения дороги и иного процесса сама по себе не нова [4, 6], и первые наиболее известные примеры – совмещение дороги и акведука. Также объединением можно считать места поклонения на пути следования верующих, торговые ряды на основных улицах и др. На сегодняшний день существуют проекты и предложения по совмещению мостов и улиц с функциями отдыха и развлечений. Однако данные решения не рассматривались с научных позиций, имели единичный характер и не повлияли на решение общей проблематики, обозначенной выше.

Исходя из этих соображений, схема сообщения между двумя функциями (процессами) принимает следующий вид:

$$\Phi_1 \leftarrow T_{\Phi_1 \dots \Phi_2} \rightarrow \Phi_2,$$

где Φ – целевой процесс; $T_{\Phi_1 \dots \Phi_2}$ – транзит, несущий дополнительные функции, при этом $T \rightarrow \min$, но имеет меньшее значение и проявляется в большей компактности городской структуры (рис. 2).

В свою очередь, каждый из процессов, имея дополнительные функции, с большей вероятностью будет иметь стабильное положение в городской системе, гибко реагировать на изменения, привносимые временем и новыми потребностями, путем реорганизации второстепенных функций. Данные примеры широко известны как в отечественном, так и зарубежном опыте – это дома-комплексы, здания смешанного использования (mixed used), общественные центры и

т.д. Универсальность и возможность меняться подсистеме вместе с изменениями системы лишает структуру слабых мест или сводит вероятность конфликтных ситуаций к минимуму.

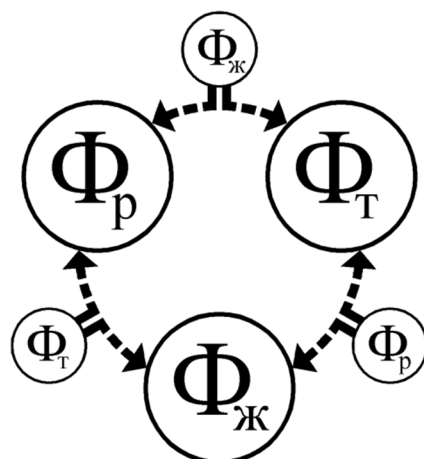


Рисунок 2 – Основные элементы системы города реорганизованных транзитных связей: Φ_r – элементы отдыха, досуга, рекреации; Φ_t – места приложения труда; $\Phi_{\text{ж}}$ – жилье

Предлагаемая схема, помимо ответа на элементарные вопросы условий реализации смежных функций, должна так же ответить на еще один: не станет ли данное решение причиной еще больших проблем, которые проявятся с течением времени? Ввод в структуру транспортного каркаса не прямых целевых процессов кажется усложнением таких и без того непростых мест как дороги, автотрассы и т.п., которое может повлечь за собой следующие ситуации:

- затрудненное движение транспорта (транзитного и технологического);
- затруднение пешеходных потоков;
- увеличенную плотность застройки (с последующими вопросами по обеспечению необходимого уровня благоустройства).

Чтобы ответить на эти вопросы, следует изначально включить определенные транспортные участки в ткань города. Сегодня мы имеем города для машин, мы полностью подчинены автотранспорту с его проблемной эксплуатацией. Безусловно, решать таким путем всю городскую структуру на сегодняшний день не рационально. Вопрос данного включения – это комплексное прогнозирование поведения городской системы (учет факторов, способных повлиять на изменение предшествующего состояния) и чисто технической стороны в реализации (для примера приведем всем известное решение в разных уровнях).

Выводы

Смещение градостроительного приоритета с транспортных вопросов на создание более доступной в эксплуатации гражданами городской среды позволит приблизить множество функций, существенно сокращая время на дорогу.

Интеграция дополнительных функций в узловые транспортные пространства позволит рассредоточить их в системе города в зависимости от возникающих потребностей. Это будет способствовать функционально-планировочной организации городских территорий, исходя из максимального удобства и доступности для горожан, а не из наличия свободных участков, не обеспеченных удобными связями, и т.д.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Анохин, П.К. Принципиальные вопросы общей теории функциональных систем [Текст] / П.К. Анохин. – М., 1971.
2. Лаврик Г.И. Качество проектирования жилища [Текст] / Г.И. Лаврик. – К.: Будівельник, 1976.
3. Bertalanffy L. von. General System Theory. Foundations, Development, Applications. N.Y.: Braziller, 1968.
4. Акведук [Электронный ресурс]. // Режим доступа: <https://ru.wikipedia.org/wiki/Акведук>.

5. Исследование: сколько времени тратят украинцы на дорогу [Электронный ресурс] // Режим доступа: <http://delo.ua/education/issledovanie-skolko-vremeni-ukraincy-tratjat-na-dorogu-na-rabot-173453/>.

6. Самые красивые дома-мосты мира [Электронный ресурс]. // Режим доступа: <http://nnm.me/blogs/thread1/samye-krasivye-doma-mosty-mira/#cut>.

Пчельников Владимир Николаевич

Национальная академия природоохранного и курортного строительства, г. Симферополь

Кандидат архитектуры, доцент кафедры «Градостроительство»

E-mail: pchelnikov@gmail.com

V. PCHELNIKOV

URBAN PREREQUISITES OF DEVELOPMENT NODAL TRANSPORT AREAS

The article highlights the prerequisites for designing architectural objects in the space of urban transport and pedestrian nodes. The theoretical justification for the development of the territories traditionally allotted for urban transport framework, in order to more fully realize the potential of those parts of the urban environment, which are excluded, as a rule, from the use of pedestrians. Also present a proposal for the practical implementation of the results of scientific research.

Keywords: road, area, architecture, development.

BIBLIOGRAPHY

1. Anohin, P.K. Principial'nye voprosy obshhej teorii funkcional'nyh sistem [Tekst] / P.K. Anohin. – M., 1971.
2. Lavrik G.I. Kachestvo proektirovaniya zhilishha [Tekst] / G.I. Lavrik. – K.: Budivel'nik, 1976.
3. Bertalanffy L. von. General System Theory. Foundations, Development, Applications. N.Y.: Braziller, 1968.
4. Akveduk [Jelektronnyj resurs]. // Rezhim dostupa: <https://ru.wikipedia.org/wiki/Akveduk>.
5. Issledovanie: skol'ko vremeni tratjat ukraincy na dorogu [Jelektronnyj resurs] // Rezhim dostupa: <http://delo.ua/education/issledovanie-skolko-vremeni-ukraincy-tratjat-na-dorogu-na-rabot-173453/>.
6. Samye krasivye doma-mosty mira [Jelektronnyj resurs]. // Rezhim dostupa: <http://nnm.me/blogs/thread1/samye-krasivye-doma-mosty-mira/#cut>.

V. Pchelnikov

National academy of nature protection and resort construction, Simferopol

Candidate of Architecture, associate professor of the department «Town-planning»

E-mail: pchelnikov@gmail.com

**СНИЖЕНИЕ ФОНОВОЙ АКТИВНОСТИ В ПОМЕЩЕНИЯХ
ПРИ СОВРЕМЕННЫХ МЕТОДАХ СТРОИТЕЛЬСТВА**

Рассмотрена проблема радиоактивности используемых в строительстве материалов и методов ее снижения. В ходе исследований установлено, что весомую дозу облучения население получает из естественных источников, оградиться от которых практически невозможно. Разработан метод инженерной оценки защитных средств и способ расчета необходимой толщины слоя для любых строительных материалов с целью снижения дозы.

Ключевые слова: вред, гамма-фон, защита, кратность ослабления, материал, облучение, оценка, радиация, строительство.

Нормами радиационной безопасности [13] установлены дозовые пределы облучаемых лиц (для персонала А и для населения Б). Для населения установлен дозовый предел 1 мЗв в год в среднем за любые последовательные 5 лет, но не более 5 мЗв в год. В ходе исследований было выяснено, что весомую дозу облучения население получает из естественных источников, оградиться от которых практически невозможно. Таким образом, встает вопрос о том, как возможно снизить радиационный фон в месте постоянного пребывания человека – в зданиях. Целью работы стала оценка рисков связанных с радиацией и подбор алгоритма расчета экранирующего материала и его толщины при проектировании, по причине отсутствия сводных таблиц с требуемыми данными. Считалось, что индивидуальные дозовые нагрузки, достигающие 350 мЗв, за 70 лет жизни не приводят к появлению заболеваний в острой форме. Однако, как показал опыт радиационной медицины с учетом аварий [7-12], вред радиационного воздействия, по-видимому, не имеет порога (см. рис. 1).

Следует обратить внимание на радиационный вред для популяции, когда в результате аварии подвергалось облучению на Украине, в Белоруссии и России большое число людей. Такое положение приводит к тому, что генетические нарушения могут мультиплицироваться, вести к появлению наследственных дефектов, росту риска ухудшенной и потерянной жизни у последующих поколений, повышению эпидемий у популяции за счет пониженного иммунитета.

Поэтому величины коллективных доз, полученных населением, величины допустимых индивидуальных пороговых доз даже 3,5 мЗв за 70 лет; 1 мЗв за 70 лет или 0,7 мЗв за 70 лет в настоящее время не могут считаться безопасными. С позиции радиационной медицины вред для человека пропорционален следующим величинам [7-13]:

- $2,3 \cdot 10^{-2}$ случаев/Зв – риск возникновения заболевания;
- $1,3 \cdot 10^{-2}$ случаев/Зв – вероятность ожидаемых случаев неизлечимого рака;
- 0,25 года/Зв – потеря средней продолжительности человеческой жизни при среднем временном запаздывании болезни на 23 года от момента облучения;

Нами разработан метод инженерной оценки защитных средств для снижения гамма-фона жилищ с учетом их плотности (от 0,1 до 2,3 см³), эффективной удельной активности и кратности ослабления (от 6,1 и выше), позволяющие использовать широкий ассортимент теплозащитных и отделочных материалов.

Число электронов n связано с числом Авогадро L_0 , атомным номером Z и атомным весом A :

$$n = \frac{L_0 \rho Z}{A}. \quad (1)$$

Действительно L_0/A – число атомов на грамм вещества; ρ – плотность вещества. Таким образом, очевидно, что ионизационные потери $\left(\frac{dE}{dx_{\text{ион}}}\right)_{\text{ион}}$ пропорциональны величинам $\frac{\rho Z}{A}$.

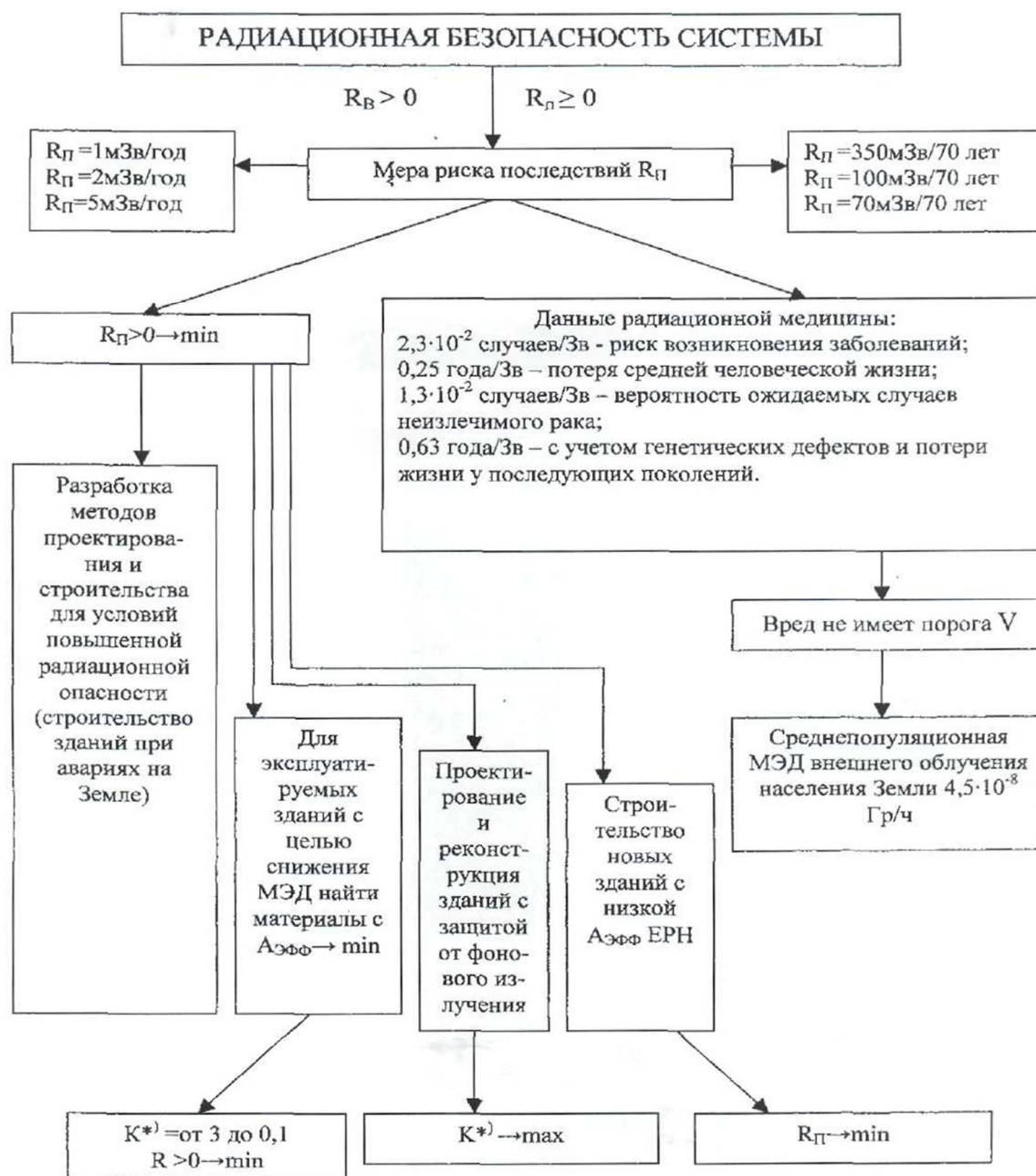


Рисунок 1 – Влияние радиационной опасности на развитие стройиндустрии и человека (K^*) – кратность ослабления мощности дозы. -0,63 года/Зв – с учетом генетических дефектов и потери жизни у последующих поколений)

Если рассматривать слои различных веществ (материалов) разной толщины, но равной массы, то ионизационные потери будут пропорциональны отношению Z/A , т.е. будут «падать» по мере уменьшения этого отношения к концу системы Менделеева. Логарифмическая зависимость от Z будет сказываться мало.

Таким образом, экранирование или защиту в помещении можно осуществить подбором материалов с учетом их низкой эффективной удельной активности (например, $3 A_{эфф}$ материала защиты должно быть $< A_{эфф}$ материала стен и перекрытий), плотности и стоимости при определенной (известной) кратности ослабления. Однако строители не всегда могут определить необходимую толщину защиты. Основным недостатком является то, что по литературным данным, величину толщины защиты для различных строительных материалов получить практически невозможно. Это связано с тем, что почти все опубликованные таблицы рассчитаны, в основном, на использование воды, железа, бетона, свинца и связаны с коэффициентом ослабления более 1 [1-7].

Например, в таблице 26 [5] приведены толщины слоя материалов только для бетона ($\rho=2,4 \text{ г/см}^3$), кирпича ($\rho=1,84 \text{ г/см}^3$), грунта ($\rho=1,95 \text{ г/см}^3$), дерева ($\rho=0,7 \text{ г/см}^3$) и полиэтилена ($\rho=0,94 \text{ г/см}^3$), при этом минимальная кратность ослабления мощности дозы гамма-излучения принята 1 и 2. В [14] приводится толщина защиты из свинца, железа, воды и бетона.

Одна из главных причин, затрудняющих выполнения расчета и выбора материала защиты, является отсутствие сведений в России о величинах материалов, которые могли бы выполнить роль защиты от гамма-излучений в жилище. Следует отметить, что в последние годы в России и других странах на рынке появилось огромное количество отделочных материалов, не исследованных и не прошедших радиационный контроль.

Таким образом, при решении практических задач по оценке толщины защиты из более широкой гаммы строительных материалов с различной плотностью и $A_{\text{эфф}}$, табличных значений нет, их необходимо проверять и рассчитывать для каждого конкретного строительного материала.

Для плотностей материалов $\rho = 1+2,5 \text{ г/см}^3$ толщина защиты при заданной кратности ослабления определялась как периодический случай сплайн – интерполяции:

$$f(x)=f[x+(x_1 x_0)]. \quad (2)$$

Как элементы метода применяются: опережающая (Δy_k) и запаздывающая разность (Δy_k):

$$\Delta y_k = Y_k + 1 - y. \quad (3)$$

$$\Delta y_k = y_k - (y_k - 1).$$

Толщины строительных материалов в зависимости от кратности ослабления определяли методом интерполяции данных из таблицы [14], рассчитанных на основании теории ослабления потока гамма-квантов.

Рассмотрим упрощенную схему расчета.

Например, заданы толщины защит $a = 64,0 \text{ см}$; $a_2 = 31,3 \text{ см}$ при плотности $\rho = 1,0 \text{ г/см}^3$ и $\rho_2 = 2,3 \text{ г/см}^3$, кратность ослабления $K = 5$. Необходимо определить толщины защит при $\rho = 1,2 \text{ г/см}^3$ и $\rho = 0,9 \text{ г/см}^3$. Прирост толщины $\alpha = a - a_2 = 64,0 - 31,3 = 32,7 \text{ см}$. Число интервалов при плотности от $\rho = 1,0 \text{ г/см}^3$ до $\rho = 2,3 \text{ г/см}^3$ $n = 6$. $\frac{\Delta a}{n} = \frac{32,7}{6} = 5,45$ – величина интервала.

Тогда толщина защиты при плотности $\rho = 1,2 \text{ г/см}^3$ равна $a_3 = a_1 - \Delta a / n = 64,0 - 5,45 = 58,55 \text{ см} = 58,6 \text{ см}$; для строительного материала с плотностью

$\rho = 0,9 \text{ г/см}^3$ и $n = 2$ толщина материала составит: $\alpha = a_1 + \frac{\Delta a}{n} = 64,0 + \frac{5,45}{2} = 66,7 \text{ см}$.

В результате обработки данных на ЭВМ было получено для заданных значений кратности ослабления (от 0,1 до 200) 18 результатов.

В условиях нашей конкретной задачи определяется (измеряется) усредненная мощность экспозиционной дозы в помещениях, создаваемая, как обычно, шестью плоскими прямоугольными источниками (четыре стены, пол, потолок). Поэтому формула для расчета суммарного поля излучения источника такой геометрической формы состоит из шести i -функций плоских источников и описывается в виде (см. рис. 2):

$$\Phi_{\text{сум}} = \frac{S}{4\pi} \left[\frac{\pi}{2} E(a) + \phi_1(m; n; a) + \phi_2(m; n; a) + \phi_3(m; n; a) + \phi_4(m; n; a) + \phi_5(m; n; a) + \phi_6(m; n; a) \right], \quad (4)$$

где $\phi_1 = AM8.4(m; n; a)$; (5)

$n = h/l$; $m = l/b$; a – толщина защиты; S – активность плоского источника.

Высокие значения коэффициентов корреляции (0,98-0,99) указывают на сильные зависимости между толщиной a и плотностью материала ρ .

В итоге мы получаем значения коэффициентов для практического использования в расчетах строительных материалов.

С помощью установленных зависимостей можно определить толщины любых строительных материалов для снижения мощности дозы в помещениях.

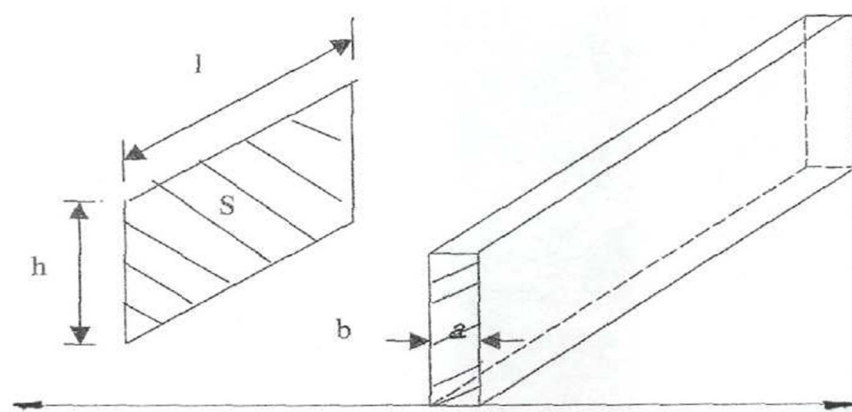


Рисунок 2 – Схема плоского источника излучения (например, стен S), защитного материала с толщиной (a) и расстояния (b) от стены до точки детектирования (A) к формулам (4; 5)

Таблица 1 – Значения денежного эквивалента по основным видам строительных материалов

| Строительный материал | Население (N) тыс.ч. | $(A_{эфф\ 0} - A_{эфф\ i})$, Бк/кг | Стоимость замены, руб/т | Годовая эф. эквив. доза, мкЗв/год | Денежный эквивалент | |
|-----------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------|-----------------------------------|---------------------|-------------------|
| | | | | | руб. (челЗВ) | млн. руб. (челЗВ) |
| Керамический кирпич | 96 | 89 | 22,1 | 565 | 38896 | 3736,2 |
| Глина | - | 40 | 9,88 | 189 | 52286 | 5020,6 |
| Силикатный кирпич | 258 | 12 | 2,86 | 608 | 4842 | 1258,4 |
| Панели | 301 | 43 | 10,66 | 1987 | 5356 | 1606,8 |

Из таблицы 1 видно, что денежный эквивалент с учетом радиационной безопасности зависит, в основном, от разности удельных активностей ЕРН в строительных материалах. С уменьшением этой разницы уменьшается стоимость замены (руб/т.) материалов и возрастает денежный эквивалент. Из всех возможных вариантов замены должен осуществляться тот, при котором разница (положительная) между пользой (уменьшением ущерба здоровью людей) и вредом (увеличением стоимости строительных материалов) будет максимальной.

Радиационный фон в жилых помещениях формируется природными источниками ионизирующего излучения. Существующая практика производства строительных материалов складывалась с учетом их стоимости. Поэтому учет дополнительного критерия – степени радиационного воздействия на человека – приведет к определенному повышению стоимости производства строительных материалов. Учет соотношения «польза-вред» при решении целесообразности проведения технологических мероприятий (изменение температуры, длительности обработки и др. параметров обжига) при переработке строительного сырья с повышенной концентрацией ЕРН, является актуальной задачей. В дальнейшем, целесообразно продолжить исследования по данному вопросу, для создания общедоступных информационных материалов, с целью использования их в расчетах при проектировании.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гордеев, И.В. Ядерно-физические константы. Справочник [Текст] / И.В. Гордеев. – М.: Госатомиздат, 1963.
2. Кабакчи, А.М. Химическая дозиметрия ионизирующих излучений [Текст] / А.М. Кабакчи. – Киев: Изд-во АН УССР, 1963.

3. Бергельсон, Б.Р. Справочник по защите от излучения протяженных источников [Текст] / Б.Р. Бергельсон, Г.А. Зорикоев. – М.: Атомиздат, 1965.
4. Биологическая защита ядерных реакторов. Справочник [Текст]: пер с англ. под ред. Ю.А. Егорова. – М.: Атомиздат, 1965.
5. Моисеев, А.А. Справочник по дозиметрии и радиационной гигиене [Текст] / А.А. Моисеев, В.И. Иванов. 4-е изд. – М.: Энергоатомиздат, 1990.
6. Козлов, В.Ф. Справочник по радиационной безопасности [Текст] / В.Ф. Козлов. – М.: Энергоатомиздат, 1991. – 4-е изд.
7. Информационный бюллетень. Авария на Чернобыльской АЭС: радиационный мониторинг, клинические проблемы, социально-психологические аспекты, демографическая ситуация, малые дозы ионизирующего излучения [Текст]. – Киев: Минздрав УССР. 1992. – Вып. 2. – Т. 1.
8. Машкович, В.П. Защита от ионизирующих излучений [Текст] / В.П. Машкович, А.В. Кудрявцева. – М.: Энергоатомиздат, 1995. – 4-изд.
9. Гусев, И.Г. Радиоактивные цепочки: Справочник [Текст] / И.Г. Гусев, П.П. Дмитриев. – М.: Энергоатомиздат, 1994.
10. Ильин, Л.А. Основы защиты организма от воздействия радиоактивных веществ [Текст] / Л.А. Ильин. – М.: Энергоатомиздат, 1977.
11. Маргулис, У.Я. Атомная энергия и радиационная безопасность [Текст] / У.Я. Маргулис. – М.: Энергоатомиздат, 1988.
12. Принципы нормирования облучения населения от естественных источников ионизирующих излучений [Текст]: публикация 39 МКРЗ, пер. с англ., под. ред. А.А. Моисеева и Р.М. Алексахина. – М.: Энергоатомиздат, 1986.
13. Нормы радиационной безопасности НРБ-99 и ОСП 2.6.1.758-99 [Текст]. – М., 1999.
14. Сидельникова, О.П. Радиационный контроль в строительной индустрии [Текст]: учебное пособие / О.П. Сидельникова. – М.: АСВ, 2002. – 372 с.

Александров Евгений Николаевич

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Кандидат технических наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

E-mail: evgen.aleksandrov2015@yandex.ru

E. ALEXANDROV

REDUCE BACKGROUND ACTIVITY ROOM WITH MODERN METHODS OF CONSTRUCTION

The problem of building materials' radioactivity is studied along with methods of decreasing it. In the course of investigation it was established that a significant radiation dose to the population receives from natural sources, to protect itself from which it is almost impossible. The methods of engineering evaluation of protective facilities and the calculation of necessary thickness of layer for any constructional materials for lowering the dosage were developed.

Keywords: harm; gamma-background; protection; multiplicity of attenuation; material; irradiation; estimation; radiation; construction.

BIBLIOGRAPHY

1. Gordeev, I.V. Jaderno-fizicheskie konstanty. Spravochnik [Tekst] / I.V. Gordeev. – M.: Gosatomizdat, 1963.
2. Kabakchi, A.M. Himicheskaja dozimetrija ionizirujushhih izluchenij [Tekst] / A.M. Kabakchi. – Kiev: Izd-vo AN USSR, 1963.
3. Bergel'son, B.R. Spravochnik po zashhite ot izluchenija protjazhennyh istochnikov [Tekst] / B.R. Bergel'son, G.A. Zorikoev. – M.: Atomizdat, 1965.
4. Biologicheskaja zashhita jadernyh reaktorov. Spravochnik [Tekst]: per s angl. pod red. Ju.A. Egorova. – M.: Atomizdat, 1965.

5. Moiseev, A.A. Spravochnik po dozimetrii i radiacionnoj gigiene [Tekst] / A.A. Moiseev, V.I. Ivanov. 4-e izd. – M.: Jenergoatomizdat, 1990.
6. Kozlov, V.F. Spravochnik po radiacionnoj bezopasnosti [Tekst] / V.F. Kozlov. – M.: Jenergoatomizdat, 1991. – 4-e izd.
7. Informacionnyj bjulleten'. Avarija na Chernobyl'skoj AJeS: radiacionnyj monitoring, klinicheskie problemy, social'no-psihologicheskie aspekty, demograficheskaja situacija, malye dozy ionizirujushhego izlucheniya [Tekst]. – Kiev: Minzdrav USSR. 1992. – Vyp. 2. – T. 1.
8. Mashkovich, V.P. Zashhita ot ionizirujushhih izluchenij [Tekst] / V.P. Mashkovich, A.V. Kudrjavceva. – M.: Jenergoatomizdat, 1995. – 4-izd.
9. Gusev, I.G. Radioaktivnye cepochki: Spravochnik [Tekst] / I.G. Gusev, P.P. Dmitriev. – M.: Jenergoatomizdat, 1994.
10. Il'in, L.A. Osnovy zashhity organizma ot vozdeystvija radioaktivnyh veshhestv [Tekst] / L.A. Il'in. – M.: Jenergoatomizdat, 1977.
11. Margulis, U.Ja. Atomnaja jenergija i radiacionnaja bezopasnost' [Tekst] / U.Ja. Margulis. – M.: Jenergoatomizdat, 1988.
12. Principy normirovanija oblucheniya naselenija ot estestvennyh istochnikov ionizirujushhih izluchenij [Tekst]: publikacija 39 MKRZ, per. s angl., pod. red. A.A. Moiseeva i R.M. Aleksahina. – M.: Jenergoatomizdat, 1986.
13. Normy radiacionnoj bezopasnosti NRB-99 i OSP 2.6.1.758-99 [Tekst]. – M., 1999.
14. Sidel'nikova, O.P. Radiacionnyj kontrol' v stroitel'noj industrii [Tekst]: uchebnoe posobie / O.P. Sidel'nikova. – M.: ASV, 2002. – 372 s.

E. Alexandrov

Moscow state construction university, Moscow

Candidate of technical sciences, associate professor of the department «Reinforced concrete and masonry structures»

E-mail: evgen.aleksandrov2015@yandex.ru

ГОЛОВИН Н.Г., ПАХРАТДИНОВ А.А.

ПРОЧНОСТЬ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ИЗГОТОВЛЕННЫХ НА ЩЕБНЕ ИЗ БЕТОНА

В статье приведены результаты экспериментальных исследований прочности сжатых железобетонных элементов на малощебеночном бетоне, в котором в качестве крупного заполнителя использован щебень, полученный при переработке железобетонного лома. Проведен сравнительный анализ эффективности использования в этих элементах стальной арматуры классов А240, А500С и А600С, а также композитной арматуры.

Ключевые слова: железобетонный лом, переработка, щебень из бетона, железобетон, арматура, испытания.

Одним из важнейших резервов экономии материальных и энергетических ресурсов в области строительной индустрии является использование отходов предприятий сборного железобетона и строительных объектов в виде бетонного лома. Во многих случаях непригодные бетонные и железобетонные изделия длительное время хранятся на складах заводов-изготовителей, закапываются в землю, что загрязняет окружающую среду и лишает промышленность значительного объема дорогостоящего материала. Ежегодно в России образуется около 6 млн. тонн отходов бетона и железобетона, а в ближайшее время прирост объема бетонного лома при разборке зданий прогнозируется до 15-17 млн. тонн в год.

В первые годы реализации программы сноса 5-этажных ветхих зданий стройкомплекс Москвы не был достаточно подготовлен для решения двуединой задачи быстрого, безопасного для окружающей застройки сноса панельных 5-тиэтажных зданий и утилизации огромного количества строительных отходов, основную долю которых составляли разрушенные железобетонные конструкции. Явно не хватало оборудования для демонтажа зданий; мобильных комплексов по переработке железобетонного лома насчитывалось около десятка и они могли переработать не более десятой части отходов. Практика разрушения зданий путем взрыва исключала возможность дальнейшей переработки строительных отходов, и они вывозилось на свалку. Ограниченные возможности приема строительных отходов полигонами захоронения ТБО, а, следовательно, и высокие цены привели к появлению большого количества несанкционированных и стихийных свалок в лесах и оврагах Подмоскovie, что способствовало ухудшению экологической ситуации в московском регионе.

В настоящее время значительные по объему программы реконструкции городской застройки уже реализуются или намечены к реализации в Санкт-Петербурге, Екатеринбурге, Новосибирске и других крупных городах Российской Федерации и стран СНГ. Это связано с необходимостью вывода промышленных предприятий, многие из которых занимают значительные площади в центральной зоне городов и практически не функционируют, сносом ветхих и 5-ти этажных панельных жилых строений, модернизацией городских магистралей.

Увеличиваются объемы переработки бетонного лома и, следовательно, возрастает актуальность эффективного использования в строительстве продуктов переработки.

При подготовке к проведению экспериментальных исследований и изготовлению опытных образцов были рассмотрены возможные схемы использования продуктов переработки бетонного лома в технологии бетонов для монолитного домостроения, производства бетонных и железобетонных изделий массового применения, исследования которых проведены в МГСУ [1]:

а) бетоны на вторичных заполнителях – щебне из бетона стандартных фракций и отсева крупностью 0-5 мм;

б) бетоны на щебне из бетона и природном мелком заполнителе;

в) бетоны с замещением части природного крупного заполнителя щебнем из бетона;

г) малощебеночные бетоны на щебне из бетона.

В результате рассмотрения для изготовления опытных образцов были приняты малощебеночные бетоны, которые характеризуются содержанием крупного заполнителя менее 1200 кг/м³ при повышенном расходе мелкого заполнителя. Исследования [2, 3] позволили

установить величину доли песка в смеси заполнителей равной 0,55...0,65, что обеспечивает наилучшую формуемость малоцементных бетонных смесей при одинаковой подвижности. Снижение содержания песка приводит к увеличению структурной вязкости вследствие уменьшения величины раздвижки зерен крупного заполнителя. Увеличенное содержание песка в смеси заполнителей также приводит к увеличению структурной вязкости, поскольку возрастает суммарная удельная поверхность смеси заполнителей.

Для приготовления бетонной смеси, используемой при изготовлении опытных образцов и контрольных кубов к ним, был подобран состав бетона с относительным содержанием песка в смеси заполнителей равным 0,64, использованием дробленого щебня из бетона смеси фракций 10-20 и 20-40 и расходе цемента 400 кг/м³. Были запроектированы и изготовлены на одном составе бетона 5 серий образцов (по два образца в каждой серии), отличающихся видом и классом арматуры. В образцах I серии арматура не устанавливалась.

Общий вид и схема армирования опытных образцов показаны на рисунке 1, их характеристики даны в таблице 1.

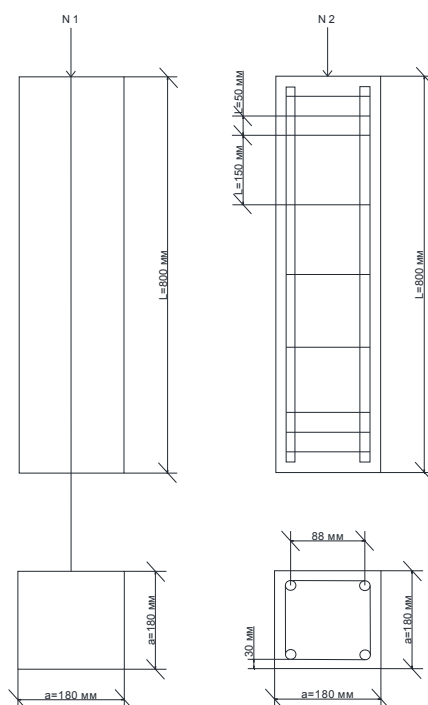


Рисунок 1 – Общий вид и схема армирования опытных образцов

Таблица 1

| № п/п | Шифр образца | Геометрические характеристики | | | Шаг хомутов, мм | Армирование | | Кубиковая прочность бетона R, МПа |
|-------|--------------|-------------------------------|-------|-------|-----------------|----------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| | | b, мм | h, мм | H, мм | | Ø, класс, количество | A _s , см ² | |
| 1 | КБ 1-1 | 180 | 180 | 800 | - | - | - | 32,4 |
| 2 | КБ 1-2 | 180 | 180 | 800 | - | - | - | 32,4 |
| 3 | КС 2-1 | 180 | 180 | 800 | 150 | 4Ø16A240 | 8,04 | 31,6 |
| 4 | КС 2-2 | 180 | 180 | 800 | 150 | 4Ø16A240 | 8,04 | 31,6 |
| 5 | КС 3-1 | 180 | 180 | 800 | 150 | 4Ø16A500C | 8,04 | 31,6 |
| 6 | КС 3-2 | 180 | 180 | 800 | 150 | 4Ø16A500C | 8,04 | 31,6 |
| 7 | КС 4-1 | 180 | 180 | 800 | 150 | 4Ø16A600C | 8,04 | 31,6 |
| 8 | КС 4-2 | 180 | 180 | 800 | 150 | 4Ø16A600C | 8,04 | 31,6 |
| 9 | КСП 5-1 | 180 | 180 | 800 | 150 | 4Ø16 СПА | 8,04 | 31,6 |
| 10 | КСП5-2 | 180 | 180 | 800 | 150 | 4Ø16 СПА | 8,04 | 31,6 |

Примечание: Первая буква шифра образца обозначает вид конструкции («К» – колонна); вторая буква – тип арматуры «С» «СП» С – стальная арматура, СП – стеклопластиковая арматура.

Для армирования опытных образцов использовалось арматура диаметром $\Phi 16$ классов A240 (серия 2), A500C (серия 3), A600C (серия 4) и композитная (стеклопластиковая) арматура. Для оценки физико-механических характеристик проведены испытания образцов арматуры на испытательной машине «*INSTRON 1000 HDX*» с записью диаграммы « $\sigma - \epsilon$ » экстензометрическим датчиком. Диаграммы деформирования стальной арматуры всех классов представлены на рисунке 2. Характеристики композитной арматуры приняты по литературным источникам [4].

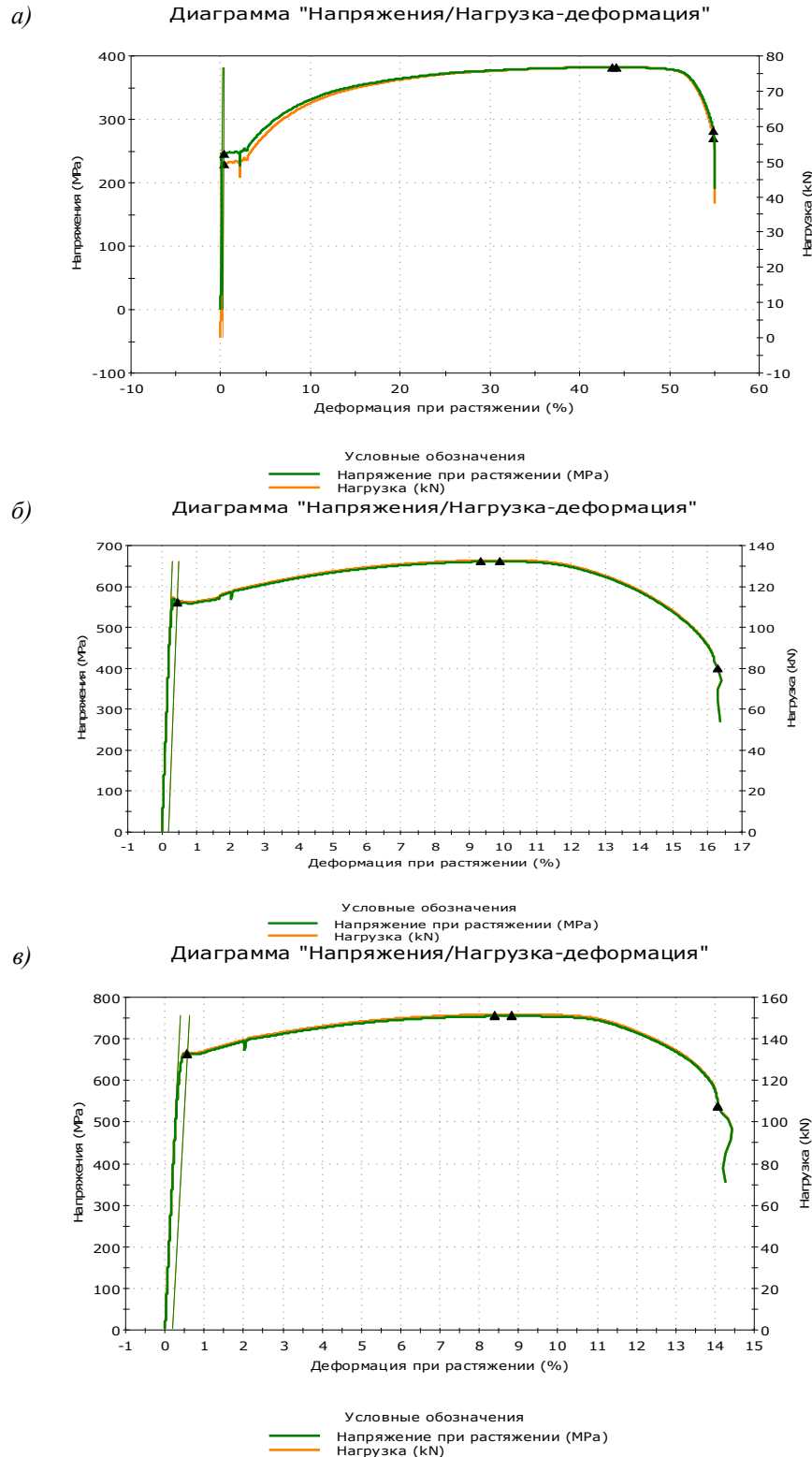


Рисунок 2 – Диаграммы деформирования « $\sigma(N) - \epsilon$ » арматурных сталей:
 а – $\Phi 16$ A240; б – $\Phi 16$ A500C; в – $\Phi 16$ A600C

Испытание опытных образцов на осевое сжатие проведено на испытательной машине «INSTRON 1000 HDX». Перед испытанием образцы оснащались приборами для измерения продольных и поперечных деформаций бетона (рис. 3).

Предварительно перед нагружением проводилась центровка образцов. Нагружение образцов проводилось этапами с приращением нагрузки на каждом этапе не более $0,1 N_{\text{разр}}$. На каждом этапе проводилось выдержка под нагрузкой в течение 10 мин., отсчеты по приборам снималось дважды, вначале и в конце выдержки. Диаграммы деформирования « $N - \varepsilon_b$ », полученные по результатам обработки данных, приложены на рисунке 4.

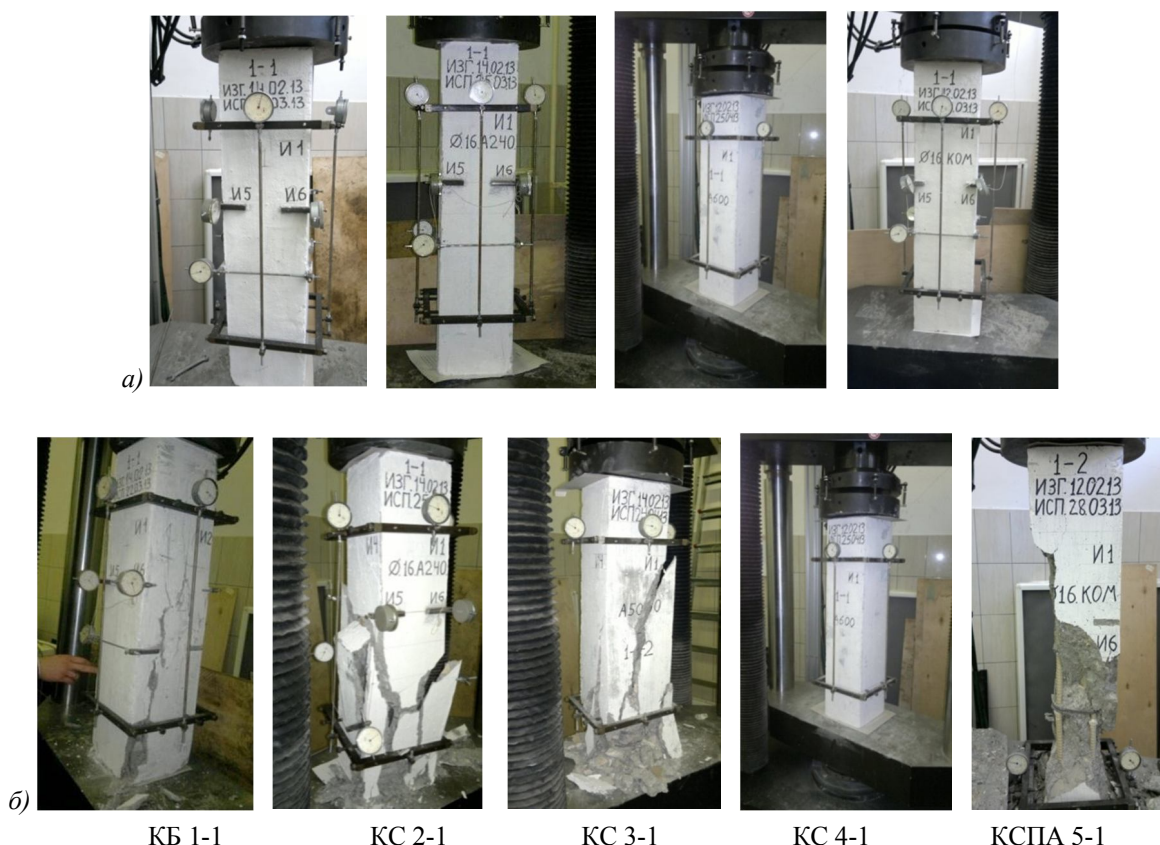


Рисунок 3 – Опытные образцы перед испытанием (а) и после разрушения (б)

Из условия совместной работы бетона и арматуры определялись напряжения в стадии разрушения $\varepsilon_{s,c} = \varepsilon_{b,ult} \times E_s$ с учетом выполнения условия $\sigma_s \leq \sigma_y$.

По результатам испытания бетонных образцов I серии определялась призмная прочность бетона и определялась расчетная несущая способность

$$N_{\text{теор}} = R_b \times A + \sigma_{s,c} \times A_s.$$

Модуль упругости арматуры E_s принимался равным 2×10^5 МПа для арматуры классов А240; А500; А600; и $0,55 \times 10^5$ – для композитной арматуры [5].

На рисунке 5 представлены результаты сравнения опытных и расчетных значений разрушающей нагрузки. Расхождение менее опытными и расчетными значениями находилось в пределах текучести от (0,47...13,67)%.

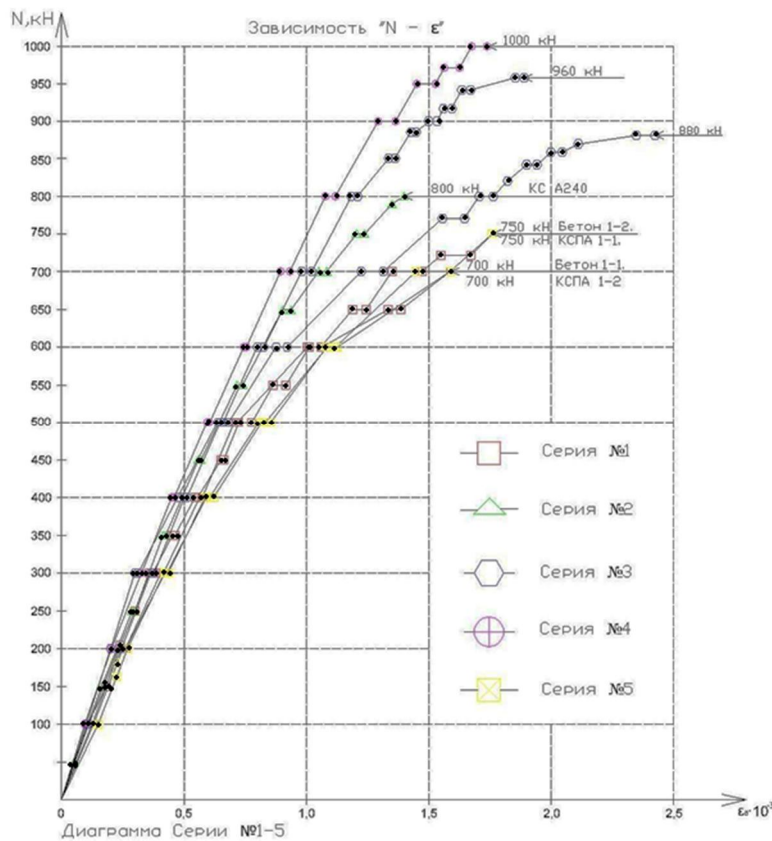


Рисунок 4 – Диаграммы деформирования «N – ϵ_b » опытных образцов всех серий

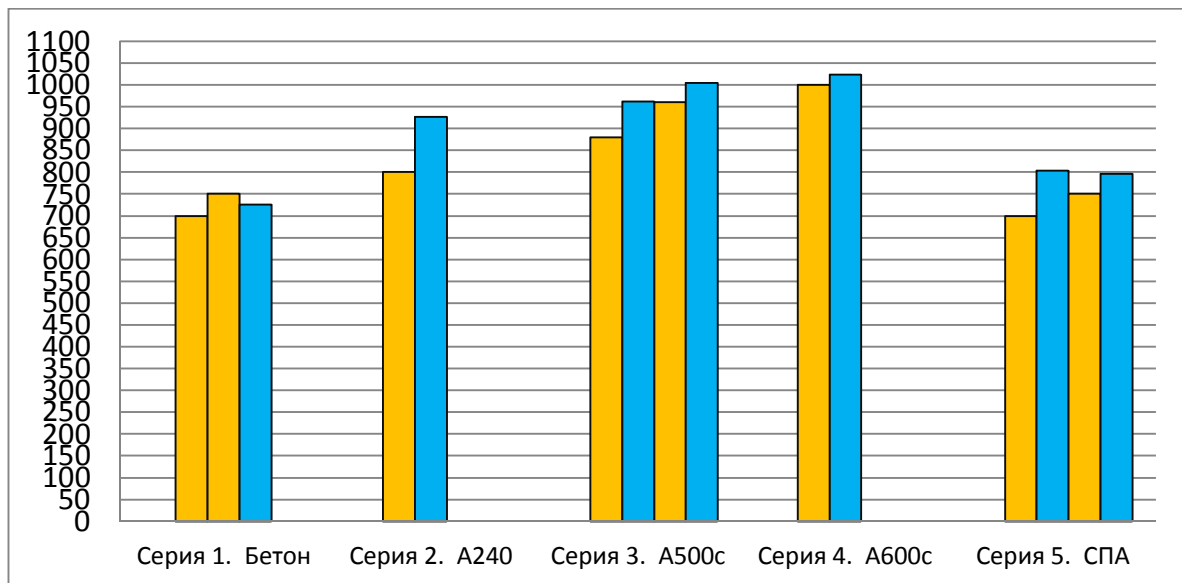


Рисунок 5 – Сравнение опытных и расчетных значений разрушающей нагрузки
(... – опыт, ... – расчет)

Выводы

1) Результаты проведенных исследований подтверждают возможность применения щебня из бетона для получения бетонов классов по прочности на сжатие до В25 включительно, что открывает возможность их эффективного использования в сжатых железобетонных элементах. Для более обоснованной оценки напряженно-деформированного состояния необходимы испытания длительной нагрузкой.

2) Зафиксированные при разрушении образцов деформации бетона составляли $\epsilon_{b,ult} = (1,40 \dots 1,85) \times 10^3$. При этом напряжения в арматуре классов А500с и А600с не достигли

расчетного сопротивления на сжатие. Напряжения в композитной арматуре не превышали 100 МПа и ее влияние на повышение несущей способности по сравнению с образцами из бетона незначительно.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Головин, Н.Г. Проблема утилизации железобетона и поиск эффективных путей ее решения [Текст] / Н.Г. Головин, Л.Н. Алимов, В.В. Воронин // Вестник МГСУ. – 2010. – С. 65.
2. Калиев, И.П. Перспективы повышения эффективности малощебеночных бетонов [Текст] / И.П. Калиев, Л.А. Алимов, В.В. Воронин // Бетон и железобетон. – М.: Си. – 1991. – С. 13, 15.
3. Воронин, В.В. Малощебеночный бетоны на щебне из бетонного лома [Текст] / В.В. Воронин, Л.В. Алимов, А.С. Балакшин // Технология бетонов. Сборник научных трудов ИСА. – Москва: МГСУ. – 2010. – №3-4. – С. 20, 28.
4. ГОСТ 31938-2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций [Текст].

Головин Николай Григорьевич

Московский государственный строительный университет, г. Москва
Кандидат технических наук, профессор
E-mail: golovinng@mgsu.ru

Пахратдинов Алпамыс Абдирашитович

Московский государственный строительный университет, г. Москва
Аспирант кафедры «Строительные материалы»
E-mail: alpamis-85@mail.ru

N. GOLOVIN, A. PAHRATDINOV

THE STRENGTH OF THE COMPRESSED CONCRETE ELEMENTS MANUFACTURED ON THE RUBBLE OF CONCRETE

This paper presents the results of experimental studies of strength of compressed concrete elements on little crushed stone concrete, wherein the coarse aggregate used rubble produced during the processing of scrap concrete. A comparative analysis of the use of these elements in the steel reinforcement classes A240, A500C and A600S, and composite reinforcement.

Keywords: iron concrete crowbar, the conversions, the macadam from concrete, the reinforced concrete, reinforcement, test.

BIBLIOGRAPHY

1. Golovin, N.G. Problema utilizacii zhelezobetona i poisk jeffektivnyh putej ee reshenija [Tekst] / N.G. Golovin, L.N. Alimov, V.V. Voronin // Vestnik MGSU. – 2010. – S. 65.
2. Kaliev, I.P. Perspektivy povyshenija jeffektivnosti maloshhebenochnyh betonov [Tekst] / I.P. Kaliev, L.A. Alimov, V.V. Voronin // Beton i zhelezobeton. – M.: Si. – 1991. – S. 13, 15.
3. Voronin, V.V. Maloshhebenochnyj betony na shhebne iz betonnoego loma [Tekst] / V.V. Voronin, L.V. Alimov, A.S. Balakshin // Tehnologija betonov. Sbornik nauchnyh trudov ISA. – Moskva: MGSU. – 2010. – №3-4. – S. 20, 28.
4. GOST 31938-2012. Armatura kompozitnaja polimernaja dlja armirovanija betonnyh konstrukcij [Tekst].

N. Golovin

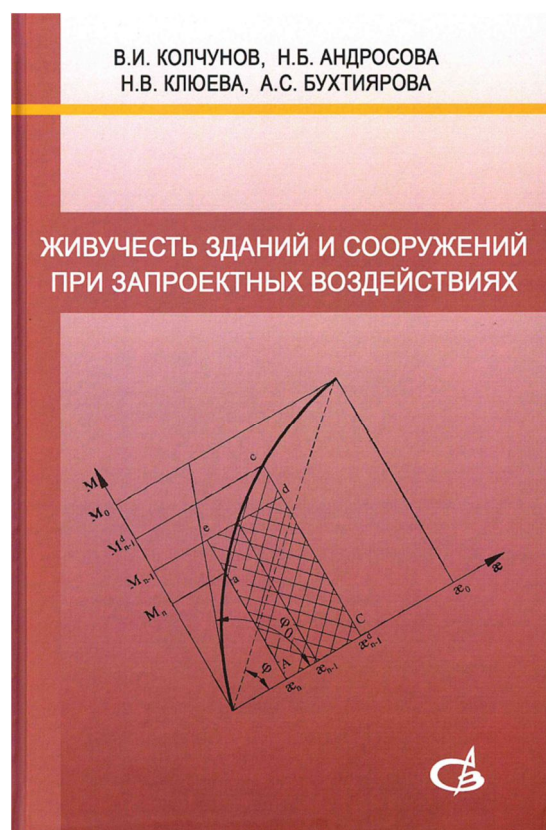
Moscow state construction university, Moscow
Candidate of the technical sciences, professor
E-mail: golovinng@mgsu.ru

A. Pahratdinov

Moscow state construction university, Moscow
Graduate student of the department «Building materials»
E-mail: alpamis-85@mail.ru

КНИЖНОЕ ОБОЗРЕНИЕ: ЖИВУЧЕСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ ЗАПРОЕКТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

В издательстве «Ассоциация строительных вузов» вышла в свет книга «Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях» авторов В.И. Колчунова, Н.В. Ключевой, Н.Б. Андросовой, А.С. Бухтияровой (2014. – 208 с.).



Опыт строительства и эксплуатации объектов недвижимости последних десятилетий установлено, что сложившиеся традиционные подходы к их проектированию в соответствии с нормативными документами, базирующимися на методе предельных состояний, не всегда обеспечивают их безопасную эксплуатацию в условиях все возрастающих воздействий природного и техногенного характера. В этой связи за последнее десятилетие произошли заметные изменения в строительной нормативной базе. В частности, вступил в силу Федеральный закон №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». В нем наряду с требованиями обеспечения критериев предельных состояний вводятся требования расчета на отказ одного из ключевых элементов конструктивной системы. В то же время нормативные документы, обеспечивающие реализацию этого регламента, до настоящего времени не разработаны. Поэтому результаты исследований, приведенных в недавно изданной в издательстве АСВ монографии, актуальны и могут служить основой при разработке и актуализации таких нормативных документов.

В книге отражено современное состояние исследований по проблеме конструктивной безопасности и живучести зданий и сооружений. Изложены основные теоретические положения и алгоритмы расчета живучести железобетонных балочных, рамно-стержневых и пространственных статически неопределимых конструктивных систем при проектных и внезапных запроектных воздействиях. Теоретической основой аналитического определения динамических догрузок при внезапных структурных перестройках конструктивной системы стал энергетический подход без привлечения аппарата динамики сооружений. Такой прием решения рассматриваемых задач можно считать удачным, поскольку он сравнительно просто и достаточно строго позволяет проводить расчет живучести сложных конструктивных систем зданий и сооружений.

Рассматриваемая монография будет полезна студентам старших курсов направления «Строительство», аспирантам, преподавателям и специалистам, область деятельности которых связана с проведением исследований, проектированием и расчетом железобетонных конструкций зданий и сооружений повышенного уровня ответственности.

Заслуженный строитель РСФСР,
заслуженный деятель науки РФ,
доктор техн. наук, профессор

В.И. Коробко

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

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

В тексте статьи не рекомендуется применять:

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

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** описывает цели и задачи проведенного исследования, а также возможности его практического применения, указывает, что нового несет в себе материал; рекомендуемый средний объем – 500 печатных знаков;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи.

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

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте www.gu-unprk.ru

Адрес учредителя журнала

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Государственный университет –
учебно-научно-производственный комплекс»
(ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»)
302020, г. Орел, ул. Наугорское шоссе, 29
+7 (4862) 42-00-24
www.gu-unpk.ru
E-mail: unpk@ostu.ru

Адрес редакции

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Государственный университет –
учебно-научно-производственный комплекс»
(ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»)
302006, г. Орел, ул. Московская, 77.
+7 (4862) 73-43-49
www.gu-unpk.ru
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Материалы статей печатаются в авторской редакции

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

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

Подписано в печать 20.11.2014 г.
Формат 70×108 1/16. Печ. л. 6,8.
Тираж 400 экз.
Заказ №_____

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической
базе ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.