



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

№4 (42) 2012
(июль-август)

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:

Бондаренко В.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Гордон В.А. д.т.н., проф.
Карпенко Н.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Клюева Н.В. советник РААСН, д.т.н., проф.
Коробко А.В. д.т.н., проф.
Король Е.А. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Меркулов С.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Ольков Я.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Римшин В.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Сергейчук О.В. д.т.н., проф.
Серпик И.Н. д.т.н., проф.
Тур В.В. д.т.н., проф.
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.

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: oantc@ostu.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», 2012

Содержание

Теория инженерных сооружений.

Строительные конструкции

- Бондаренко В.М., Клюева Н.В., Колчунов В.И., Андросова Н.Б.** Некоторые результаты анализа и обобщения научных исследований по теории конструктивной безопасности и живучести..... 3
- Баширов Х.З., Дородных А.А.** Определение параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при раскрытии наклонных трещин третьего типа..... 17
- Бондаренко В.М., Иванов А.М., Байдин О.В., Царева А.Д.** Некоторые вопросы развития теории железобетона..... 25
- Гвоздок П.А., Калашников М.О., Калашникова О.В., Кузин В.В.** Экспериментальные исследования двухслойных деревянных балок с переменными жесткостью и толщиной соединительного шва..... 30
- Деркач В.Н., Орлович Р.Б.** Методы повышения трещиностойкости каменных перегородок, возводимых на железобетонных перекрытиях..... 35
- Калашникова О.В.** Влияние геометрии решетки ферм с параллельными поясами на ее жесткость..... 41
- Морозова О.В., Марков С.В., Ставская И.С.** Совместный учет силового сопротивления и влияния коррозионных повреждений железобетонных элементов при расчете статически неопределимых стержневых систем..... 48
- Серпик И.Н., Мироненко И.В.** Методика оценки нагруженности конструкций при запроектных воздействиях с учетом нелинейной работы материалов..... 54
- Сидоров А.В.** Повышение точности двусторонних оценок геометрической жесткости сечений с использованием леммы «о включении» в задачах кручения упругих призм..... 61

Строительные материалы и технологии

- Янченко В.С., Лукутцова Н.П., Дегтярев Е.В., Королева Е.Л., Ширко С.В.** Математическое моделирование процесса подбора состава песчаной смеси..... 66
- Тиратурян А.Н.** Анализ программ для «обратного» расчета модулей упругости конструктивных элементов нежестких дорожных одежд на стадии эксплуатации.... 72

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



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

№4 (42) 2012
(July-August)

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

Bondarenko V.M. Doc. Sc. Tech., Prof.
Gordon V.A. Doc. Sc. Tech., Prof.
Karpenko N.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Kljueva N.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Korobko A.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Korol E.A. Doc. Sc. Tech., Prof.
Merkulov C.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Olkov Y.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Rimshin V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Sergeychuk O.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Serpik I.N. Doc. Sc. Tech., Prof.
Tur V.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Turkov A.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Fyodorov V.S. Doc. Sc. Tech., Prof.
Chernyshov E.M. Doc. Sc. Tech., Prof.
Schach R. Doc. Sc. Tech., Prof.

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:
ПИ № ФС77-47354 from 03.04.11 г.

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

© State University ESPC, 2012

Contents

Theory of engineering structures.

Building units

Bondarenko V.M., Kljueva N.V., Kolchunov V.I., Androsova N.B. Some results of analysis and scientific research on structural safety and survivability theory.....	3
Bashirov H.Z., Dorodnyh A.A. Calculation of of stress-strain parameters for concrete composite structures at the moment of tangential crack opening of the third type.....	17
Bondarenko V.M., Ivanov A., Bajdin O.V., Tsareva A.D. Some issues of reinforced concrete theory development.....	25
Gvozkov P.A., Kalashnikov M.O., Kalashnikova O.V., Kuzin V.V. Experimental studies bilayer wooden beams with variable stiffness and thickness of the connecting seam.....	30
Derkach V.N., Orlovich R.B. The methods of increasing crack growth resistance of masonry walls, constructed on reinforced concrete floor.....	35
Kalashnikova O.V. Effect of geometry lattice of a girder with parallel zones on it rigidity...	41
Morozova O.V., Markov S.V., Stavskaja I.S. Combined action of strength and corrosion damage effects in reinforced concrete elements in the calculation of statically indeterminate beam systems.....	48
Serpik I.N., Mironenko I.V. The method for estimation of stress loading of structures at emergency actions with account of materials nonlinearity.....	54
Sidorov A.V. An increase of accuracy of two-sided estimates of geometrical stiffness of sections with the use «about inclusion» lemma in the problems connected with the twisting of the elastic prisms.....	61

Construction materials

and technologies

Yanchenko V.S., Lukutsova N.P., Degtyarev E.V., Koroleva E.L., Shirko S.V. Mathematical modeling of sand mixture composition.....	66
Tiraturyan A.N. Analysis of the programs for «backward method» calculation of elasticity module for constructive elements for nonrigid pavement covers at the operational stage...	72

УДК 624-1

БОНДАРЕНКО В.М., КЛЮЕВА Н.В., КОЛЧУНОВ В.И.,
АНДРОСОВА Н.Б.

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ АНАЛИЗА И ОБОБЩЕНИЯ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ТЕОРИИ КОНСТРУКТИВНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ И ЖИВУЧЕСТИ

Рассматриваются элементы новой концепции создания и эксплуатации зданий и сооружений. В ее основу положена современная модель защиты объектов недвижимости, базирующаяся на понятии конструктивной безопасности зданий и сооружений. Даны некоторые результаты анализа и обобщения научных исследований по теории конструктивной безопасности и живучести конструктивных систем в запредельных состояниях.

***Ключевые слова:** конструктивная безопасность; критерий живучести; запредельное состояние; безопасность зданий и сооружений.*

Действующая нормативная база и практика обеспечения конструктивной безопасности зданий и сооружений большей частью базируется на результатах научных исследований, выполняемых в 60-70-е годы прошлого столетия. В современных условиях, когда многократно возросли воздействия техногенного и природного характера, значительное количество существующих в России зданий и сооружений изношено на 50-70%, а десятки тысяч объектов исчерпали свой ресурс, необходимы новые знания о методах защиты зданий и сооружений от указанных, так называемых, запроектных воздействий.

Традиционное решение задач конструктивной безопасности основывается на методе предельных состояний. Активизации исследований в области конструктивной безопасности строительных конструкций способствовал ряд разрушений, аварий и техногенных катастроф в России и во всем мире. Это свидетельствует об актуальности проблемы новых исследований по теории конструктивной безопасности и живучести сооружений и эксплуатации для предупреждения опасных аварийных последствий [1-3].

В последние годы выполнен ряд исследований, связанных не только с проблемой конструктивной безопасности, как характеристики неразрушимости несущей системы при эксплуатации объекта недвижимости, но и с решения проблемы живучести, как характеристики сопротивляемости конструктивной системы прогрессирующему разрушению при внезапных запроектных воздействиях. Есть необходимость в их анализе и обобщении.

Существует несколько подходов к решению проблемы противодействия прогрессирующему разрушению [4-9]: обеспечение ключевых элементов от разрушения путем увеличения их прочности или применение защитных мероприятий; повышение общей структурной целостности, пластичности, неразрезности, добавление лишних связей; расчеты на адаптационную приспособляемость при воображаемом удалении каждого несущего элемента. Последний подход является наиболее распространенной формой защиты эксплуатируемых зданий и сооружений, т.к. при этом расчетом проверяются все опасные варианты локальных повреждений. При этом возникает вопрос, как выполнять расчет, чтобы при обеспечении защиты от прогрессирующего разрушения получилось экономически приемлемое техническое решение. Для этого, в первую очередь, необходимо достаточно строго анализировать поведение конструктивной системы при удалении в ней ключевых несущих элементов.

Необходимость развития исследований живучести конструктивных систем зданий и сооружений связана и с принятием Федерального закона 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» и необходимостью актуализации нормативных документов к этому регламенту. Согласно регламента, если здание или сооружение имеет повышенный уро-

вень ответственности, необходимо выполнять расчет на отказ при выключении одного из элементов системы (должна быть учтена аварийная расчетная ситуация, в том числе запредельное состояние при этой ситуации, возникающее в связи со взрывом, столкновением, с аварией, пожаром, а также непосредственно после отказа одной из несущих строительных конструкций). Т.е., по существу речь идет о расчете зданий и сооружений на живучесть при отказе ключевого элемента сооружения от внезапного запроектного воздействия. Реализация этой задачи невозможна без создания теоретических основ и обоснования предложений по расчету живучести конструктивных систем и включения их во вновь актуализируемые нормативные документы. Очевидно, что разработка теории живучести сооружений связана с накоплением соответствующих статистических данных об особенностях аварий сооружений при отказе отдельных конструкций или их элементов, анализа данных результатов обследования эксплуатируемых сооружений, а главное – целенаправленно поставленных экспериментальных исследований.

В настоящее время вопросы исследования и тем более вопросы нормирования параметров живучести зданий и сооружений носят в большинстве своем постановочный фрагментарный характер. Некоторый анализ уже выполненных исследований сделан в работах [2-7, 9, 10]. Из этого анализа следует, что в России и других европейских странах конструктивная безопасность зданий и сооружений в различной постановке и на разной концептуально-методологической основе обеспечивается нормами этих стран [11-20]. В основу этих нормативных документов положен метод расчета конструкций по предельным состояниям. В связи с ежегодным увеличением техногенных и природных катастроф и, соответственно, с все увеличивающимся разрывом между уровнем защиты, обеспечиваемым нормативными требованиями, и уровнем опасности США, Канада, Англия и некоторые другие европейские страны в свои стандарты [15-20] в той или иной мере внесли дополнения, направленные на учет самой возможности и потенциальных последствий аварийных воздействий и, как следствие, прогрессирующего обрушения, а также предусмотрели отдельные мероприятия по обеспечению кратковременной (на период эвакуации) безопасности людей. Эти дополнения содержат повышенные требования к ключевым несущим элементам системы, отвечающим за их конструктивную безопасность и живучесть, а также методы создания резервных путей передачи усилий при внезапном выключении наиболее нагруженных несущих элементов конструктивной системы. В России, несмотря на принятый закон ФЗ-384, аналогичные дополнения к нормам держаться пока только в городских нормативных документах г. Москвы [11-14], но ограничиваются эти дополнения лишь частными конструктивными требованиями по предотвращению прогрессирующего обрушения зданий. В обязательном перечне стандартов и сводов правил к техническому регламенту по безопасности зданий и сооружений такие документы отсутствуют.

Между тем, за последние два десятилетия в этом направлении выполнен ряд теоретических и экспериментальных исследований, в их числе работы Российской академии архитектуры и строительных наук [6, 7, 21, 23], Госуниверситета – УНПК (ОрелГТУ) [25-32], Московского государственного строительного университета [10, 33-35], Московской академии коммунального хозяйства и строительства [22, 24], Московского государственного университета путей сообщения [23, 27], ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко [4, 5], Брестского государственного технического университета [36-38]. Национального авиационного университета Украины [39, 58] и других организаций.

Необходимо отметить, что Российской академией архитектуры и строительных наук совместно с Госуниверситетом – УНПК в рамках научно-образовательного центра «Исследование энерго-, ресурсоэффективных конструктивных систем с высоким уровнем конструктивной безопасности и живучести» за последнее десятилетие выполнен и накоплен опыт специально поставленных экспериментально-теоретических исследований в рамках рассматриваемой проблемы. В этом направлении проведены исследования В.М. Бондаренко [21,22], Г.А. Гениевым [40], В.И. Колчуновым, Н.В. Ключевой, А.И. Демьяновым, О.А. Ветровой, К.А. Шуваловым [41-44, 46, 47, 51], Е.А. Скобелевой, С.И. Горностаевым [45], Я.Е. Колчиным, Н.О. Прасоловым [48, 50], Д.В. Кудриной [46], Е.В. Осовских, П.А. Афониним [31, 49], Х.З. Башировым, Д.В. Казаковым [32], В.С. Федоровым [23], К.П. Пятикрестовским [67], В.А. Гордоном [66]. Эти исследования были направлены на изучение силового сопротивления

различных типов железобетонных статически неопределимых конструктивных систем в за-предельных состояниях, вызванных внезапным (хрупким) разрушением отдельных элементов, сечений, узлов конструктивной системы. Основной целью проведенных испытаний являлось экспериментальное обоснование теории динамических догрузений конструктивных систем, в том числе и при одновременном проявлении силовых и коррозионных запроектных воздействий, и создание на этой основе методов синтеза адаптационно приспособляемых к таким воздействиям сооружений. При этом новые методики проведения этих исследований защищены патентами РФ [52-56].

Программа специально подготовленных экспериментальных исследований включила испытания и анализ схем разрушения и опытных параметров живучести следующих групп конструктивных систем (табл. 1):

- первая группа – фрагменты трехпролетных неразрезных балок из сборных железобетонных элементов сплошного и составного сечения с преднапрягаемой арматурой и без (схема 1 – конструкция балки сплошного сечения; схема 2 – конструкция балки составного сечения; схема 3 – конструкция балки сплошного сечения с преднапряженной арматурой);

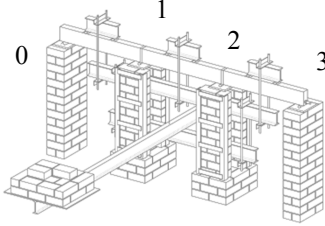

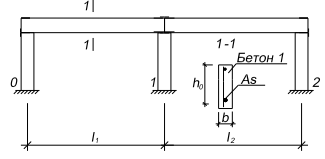
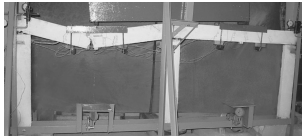
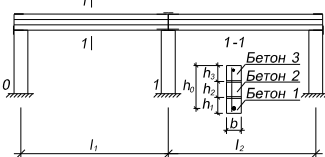
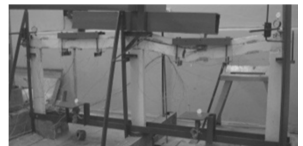
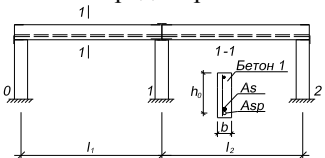
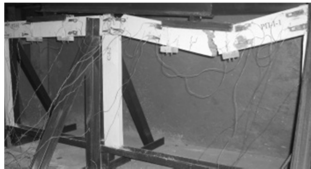
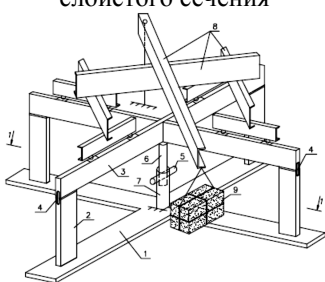

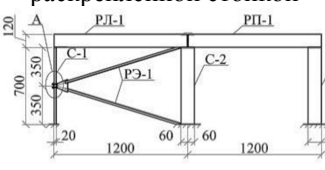

- вторая группа – фрагменты двухпролетных неразрезных плоской и пространственной рамы из сборных железобетонных элементов сплошного и составного сечения (схема 4 – конструкция рамы с элементами сплошного сечения; схема 5 – конструкция рамы с элементами слоистого сечения; схема 6 – конструкция плоской рамы с предварительно напряженными элементами сплошного сечения; схема 7 – конструкция пространственной рамы с элементами слоистого сечения; схема 8 – конструкция плоской рамы с гибкой раскрепленной связями крайней стойкой);

- третья группа – ненапряженные и предварительно напряженные балки сплошного и составного сечения (схема 9 – балка ненапряженная составного сечения; схема 10 – предварительно напряженная балка составного сечения из двух железобетонных элементов соединенных упруго-хрупкопластическим податливым швом сдвига; схема 11 – железобетонные балочки составного сечения для определения модуля сдвига зоны контакта; схема 12 – железобетонная балка составного сечения при действии внецентренно приложенной нагрузки);

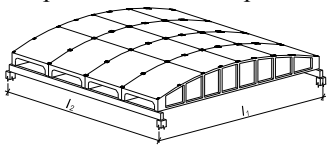
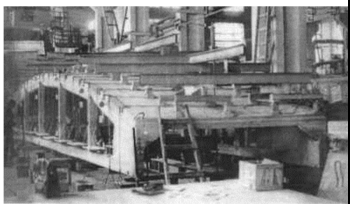
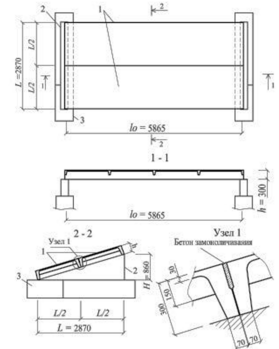
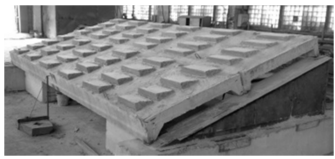
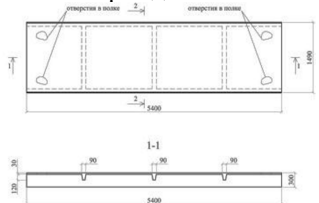

- четвертая группа – фрагменты пространственных конструкций и их отдельные узлы (схема 13 – конструкция платформенного стыка для зданий из панельных элементов; схема 14 – фрагмент натурального пространственного покрытия из преднапряженных панелей-оболочек КСО размерами 3×24 м, преднапряженными оболочками-вставками размерами 3×6 м, схема 15 – фрагмент двугранной складки в составе складчатого покрытия с дефектами и повреждениями); схема 16 – ребристая плита складки с коррозионными повреждениями бетона и арматуры.

Таблица 1 – К анализу экспериментальных исследований железобетонных конструкций с внезапно изменяющимися расчетными схемами

№ п/п	Конструктивная схема опытной конструкции	Общий вид испытаний	Кол-во опытн. констр.	Вид проектной нагрузки	Вид запроектного воздействия
1	2	3	4	5	6
1	<p>3-хпролетная балка сплошного сечения</p> <p align="center">Ось симметрии</p>		4	По две сосредоточенные силы в каждом пролете	Внезапное выключение моментной связи в сечении опорой 1
2	<p>3-хпролетная балка составного сечения</p>		2	Та же, что и для схемы 1	То же, что и для схемы 1

№ п/п	Конструктивная схема опытной конструкции	Общий вид испытаний	Кол-во опытн. констр.	Вид проектной нагрузки	Вид запроектного воздействия
1	2	3	4	5	6
3	<p>3-хпролетная балка преднапряжения</p> 		2	По две сосредоточенные силы в каждом пролете	Внезапное выключение моментной связи в сечении над опорой 1
4	<p>Рама сплошного сечения</p> 		2	По две сосредоточенные силы в каждом пролете ригеля	Внезапное выключение моментной связи левой стойки с ригелем
5	<p>Рама слоистого сечения</p> 		2	Та же, что и для схемы 3	То же, что и для схемы 4
6	<p>Рама преднапряжения</p> 		2	По две сосредоточенные силы в каждом пролете ригеля	То же, что и для схемы 4
7	<p>Пространственная рама слоистого сечения</p> 		2	По две сосредоточенные силы в каждом пролете ригеля	Внезапное выключение линейной связи – центральной телескопической стойки
8	<p>Рама с гибкой раскрепленной стойкой</p> 		6	По две сосредоточенные силы в каждом пролете ригеля	Внезапное выключение раскрепляющих связей и увеличение свободной длины крайней стойки рамы

№ п/п	Конструктивная схема опытной конструкции	Общий вид испытаний	Кол-во опытн. констр.	Вид проектной нагрузки	Вид запроектного воздействия
1	2	3	4	5	6
9	<p>Балки составного сечения</p>		8	Распределенная в средней части пролета	Внезапное выключение связей сдвига
10	<p>Преднапряженные балки составного сечения</p>		8	То же, что и для схемы 6	То же, что и для схемы 6
11	<p>Балочки составного сечения</p>		12	Распределенная в средней части пролета	Хрупкое выключение по шву контакта разных бетонов
12	<p>Балка составного сечения</p>		8	Внецентренно приложенная нагрузка	Хрупкое разрушение по сжатой зоне и шву контакта разных бетонов
13	<p>Платформенный стык из панельных элементов</p>		4	Равномерно распределенная сжимающая нагрузка от панелей стен на плиты перекрытия	Образования трещин в верхней бетонной панели с переходом по вертикальному шву в нижнюю бетонную панель

№ п/п	Конструктивная схема опытной конструкции	Общий вид испытаний	Кол-во опытн. констр.	Вид проектной нагрузки	Вид запроектного воздействия
1	2	3	4	5	6
14	<p>Фрагмент натурального пространственного покрытия</p> 		1	Равномерно распределенная	Внезапное структурное изменение нижнего пояса диафрагмы
15	<p>Фрагмент двугранной складки</p> 		2	Равномерно распределенная	Разрушение вследствие разрыва рабочей арматуры одного из продольных ребер из-за недостаточной прочности сварного соединения гладкой поперечной арматуры с рабочей арматурой в приопорной зоне
16	<p>Ребристая плита складки с коррозионными повреждениями</p> 		2	Равномерно распределенная	Внезапное структурное изменение, вызванное коррозионным повреждением рабочей арматуры и бетона

Испытаниями установлен ряд принципиальных особенностей деформации и разрушения железобетонных конструктивных систем с внезапно выключающимися в них элементами (связями). Важнейшие из них следующие. Установлено, что внезапное приложение к нагруженной статически неопределимой системе запроектного воздействия вызывает динамические догружения во всех элементах системы. При этом наибольшие догружения возникают на первой полуволне колебаний. Интенсивность этих догружений зависит от топологии конструкции [50], схемы и уровня приложенной проектной нагрузки, схем и интенсивности армирования элементов, граничных условий [42-44]. Важными параметрами, определяющими интенсивность динамических догружений физически нелинейных железобетонных конструкций являются уровень нагружения конструктивной системы проектной нагрузкой [41, 44, 46], скорость запроектного воздействия [51], уровень преднапряжения конструкций, класс бетона, прочностные и деформативные характеристики материалов [43, 46, 49].

При этом установлено, что опасным становится не только разрушение выключающегося из работы системы несущего элемента, но и возникающий при этом эффект импульсного воздействия на другие элементы конструкции. В результате чего эти элементы могут также достигать предельного состояния. В последнем случае возможно как локальное, так и прогрессирующее (лавинообразное) разрушение всей системы. В процессе разрушения изменяются конструктивная и расчетная схемы конструктивной системы. Для оценки таких изменений конструктивной системы в работах [9, 41, 46] предложена методика количественной оценки

живучести с помощью параметра живучести λ . В качестве такого параметра принята величина действующей на нее нагрузки, равная величине нагрузки, при которой в рассматриваемой конструктивной системе начинается процесс структурных преобразований, вызывающих последовательное изменение ее статической неопределенности от выключения первой связи до превращения системы в изменяемую [9, 26, 27].

Имеющиеся отдельные исследования, посвященные живучести многоэтажных и высотных зданий при запроектных воздействиях, условно можно разделить на два направления. Первое – это экспериментально-теоретические исследования на основе моделирования фрагментов каркасов многоэтажных зданий [28, 29, 58]. Ко второму направлению относятся исследования, в которых разработаны специальные многоуровневые компьютерные модели, адаптирующие особые воздействия на существующее здание, например, взрыв или падение самолета и удар автотранспорта [31, 59-61]. Тем не менее, динамическое поведение многоэтажных зданий при локальных повреждениях изучено крайне не достаточно. Нет теоретически обоснованных методов практического расчета многоэтажных зданий на прогрессирующее разрушение с учетом особенности их работы в запроектных состояниях. Отечественное высотное строительство сравнимо, по времени своего существования, с Западным и, тем более, со строительством Китая [63, 64]. Однако, до сих пор, единых норм и правил проектирования таких объектов в России практически не разработано. Можно лишь отметить заметное увеличение интереса к научным исследованиям по данному вопросу в отечественной строительной науке в последнее десятилетие. Здесь можно отметить работы В.Н. Аликина, П.В. Алявдина, А.М. Белостоцкого, В.М. Бондаренко, Г.А. Гениева, А.С. Городецкого, П.Г. Еремеева, Е.К. Ивановой, В.А. Игнатъева, Н.Н. Кружкова, Т.Г. Маклаковой, В.П. Назарова, С.Н. Карпенко, В.И. Травуша, А.Н. Мамина, А.В. Александрова, К.П. Пятикрестовского, В.В. Тура и др. В большинстве этих исследований конструктивно нелинейные расчетные модели строятся до и после внезапного выключения связи, однако влияние динамических догрузок на остальные неразрушенные элементы конструктивной системы в этих работах не изучаются.

Возникновение предельных состояний возможно на любом этапе эксплуатации конструкции, в том числе и после длительного воздействия факторов, снижающих прочностные характеристики материалов конструкции [57, 62]. В этой связи при расчете конструктивной безопасности и живучести сооружений возникает проблема учета коррозионной диспозиции при одновременном проявлении силового сопротивления конструктивных элементов. Коррозионные повреждения сопровождаются уменьшением ресурса силового сопротивления конструкций и их отказами по первому или по второму предельным состояниям. В первом случае это приводит к разрушению конструкций, а для статически неопределенных систем и к внезапным догрузкам и изменению расчетных схем сооружений; во втором – к снижению жесткости конструкций, развитию больших деформаций и трещин, затрудняющим или исключающим дальнейшую эксплуатацию строительных объектов.

Многолетними усилиями отечественных и зарубежных научных школ строительного материаловедения (работы С.Н. Алексеева, Ф.М. Иванова, С.Н. Леоновича, Н.К. Розенталя, В.П. Селяева, С. Atkins, M.F. Dan, A.C. Estes, T. Hakkinen, V. Hogg, K.-Y. Lin, M.B. Roberts и др.) сегодня достигнут высокий уровень исследований по развитию теории среднего сопротивления бетона и арматуры. С другой стороны, сегодня имеются значимые достижения в теории силового сопротивления железобетона. В России и странах СНГ они связаны, главным образом, с работами В.М. Бондаренко [62, 65], Вл.И. Колчунова, П.И. Васильева, Г.А. Гениева, Н.И. Карпенко, В.И. Мурашева, Е.Н. Пересыпкина и их последователей. В том числе, в технической теории сцепления арматуры с бетоном широко известны труды А.А. Веселова, А.А. Оатула, М.М. Холмянского, Т. Kanakubo, В. Martin-Perez, Т. Rabczuk, А. Yasojima и др. Это создает хорошую основу для развития коррозионной диспозиции силового сопротивления и живучести строительных конструкций при запроектных воздействиях. Физической основой создания такой теории, как показано в работе [57], может стать специфическая посылка В.М. Бондаренко о феноменологическом единообразии кинетики неравновесных процессов повреждений и развития нелинейных деформаций, а так же о константности режимных, физико-механических и термодинамических факторов внешних воздействий на бетон [57, 65].

Междисциплинарный характер рассматриваемой проблемы обусловил малоизученность задач совместного проявления средового и силового сопротивления железобетона в предельных и, тем более, запредельных состояниях (В.М. Бондаренко, И.Г. Овчинников, А.И. Попеско, В.В. Петров, А. Castellani, D. Coronelli и др.). До сих пор мало исследованы особенности коррозионного сцепления арматуры с бетоном. В ущерб надежности проектных решений или же с неоправданным запасом комплексный подход к оценке силового сопротивления железобетонных элементов силовым и агрессивным средовым воздействиям заменяется преимущественно решением отдельных, хотя и важных, но задач частного характера (А.А. Землянский, Л.М. Пухонто, Б.А. Ягупов, G. Horigmoe и др.).

При расчете параметра живучести конструктивной системы λ является необходимым определение коэффициента динамичности в конкретном расчетном сечении элементов конструктивной системы. Наиболее достоверные значения этого коэффициента могут быть получены проведением нелинейного динамического расчета, который является крайне сложным для практического применения. В этой связи в работе [68] вместо полного динамического расчета рекомендуется выполнять квазистатический расчет на энергетической основе для определения коэффициента динамичности в элементах конструктивной системы.

Он имеет простой физический смысл: показывает, на сколько раз нужно умножить статическую нагрузку, чтобы получить такое же значения динамического перемещения. Очевидно, что определение величины коэффициента динамичности является ключевой задачей практического расчета конструкций на прогрессирующее разрушение. В этой связи формулировки решений класса теоретических задач живучести в рамках обозначенной проблемы о динамическом деформировании физически и конструктивно нелинейных систем из железобетона в запредельных состояниях базируются на энергетическом подходе без привлечения аппарата динамики сооружений и представляются перспективными.

Приведенный анализ позволяет сделать вывод о том, что исходя из имеющейся на сегодняшний день нормативной базы и крайне ограниченного числа целенаправленных экспериментальных исследований, проблему живучести, по-видимому, не следует выносить за пределы метода предельных состояний, и может быть ввести новое (для железобетона) третье предельное состояние. Это позволит уже в ближайшее время нормировать третье предельное состояние с позиции локального и прогрессирующего разрушения при одновременном проявлении средовых и силовых запроектных воздействий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Райзер, В.Д. Развитие методов нормирования расчетов конструкций [Текст] / В.Д. Райзер // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №3. – С. 66-74.
2. Бондаренко, В.М. Итоги круглого стола «Безопасность зданий и сооружений» [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов // Строительство и реконструкция. – 2010. – №3. – С. 76-78.
3. Карпенко, Н.И. О Концептуально-методологических подходах к обеспечению конструктивной безопасности [Текст] / Н.И. Карпенко, В.И. Колчунов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2007. – №1. – С. 4-8.
4. Назаров, Ю.П. К проблеме обеспечения живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях [Текст] / Ю.П. Назаров, А.С. Городецкий, В.Н. Симбиркин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №4. – С. 5-9.
5. Еремеев, П.Г. Предотвращение лавинообразного (прогрессирующего) обрушения несущих конструкций уникальных большепролетных сооружений при аварийных воздействиях [Текст] / П.Г. Еремеев // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – №2. – С. 65-72.
6. Карпенко, Н.И. О некоторых проблемах расчета современных зданий и сооружений // Материалы вторых международных академических чтений «Новые энергосберегающие архитектурно-конструктивные решения жилых и гражданских зданий». – Орел, 2003. – С. 23-24.
7. Травуш, В.И. Безопасность и устойчивость в приоритетных направлениях развития России [Текст] / В.И. Травуш // Academia. – 2006. – №2.
8. Алмазов, В.О. Проектирование железобетонных конструкций по евро нормам. Научное издание [Текст] / В.О. Алмазов. – М.: АСВ. – 2007 – 216 с.
9. Колчунов, В.И. Еще раз о конструктивной безопасности и живучести зданий [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева // РААСН. Юбилейный выпуск к 15-летию РААСН. Вестник отделения строительных наук. – 2007. – №11. – С. 81-86.

10. Тамразян, А.Г. Ресурс живучести – основной критерия решений высотных зданий [Текст] / А.Г. Тамразян // Жилищное строительство. – 2010. – № 1. – С. 15-18.
11. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения [Текст]. – Введ. 2005-07-11. – М.: Правительство Москвы, Москомархитектура, МНИИТЭП, НИИЖБ, 2005.
12. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий [Текст]. – Введ. 1999-08-24. – М.: Правительство Москвы, Москомархитектура, МНИИТЭП, 1999.
13. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения [Текст]. – Введ. 2006-02-16. – М.: Правительство Москвы, Москомархитектура, МНИИТЭП, РААСН, 2006.
14. МГСН 3.0101. Жилые здания [Текст]. – Введ. 2001-10-02. – М.: Изд-во стандартов, 2001.
15. YC, 1973, “Chapter 18, Resistance to Progressive Collapse Under Extreme Local Loads, Appendix A. – Rules of the City of New York, Building Code of the new York”. – Gould Publications, Binghamton, NY 13901, 2001.
16. E 7-02. “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2002 edition”. – American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2002.
17. C 4-023-03, “Unified Facilities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse”. – Department of Defense USA, 2005.
18. NV 1991-2-7: 1998. Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Accidental actions due to impact and explosions / Brussels: CEN, 1998.
19. National Building Code of Canada (NBCC) – Part 4 and Commentary C, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, 1995.
20. BS 8110: Structural use of concrete. Part 2: 1985 Code of practice for special circumstances. Great Britain.
21. Бондаренко, В.М. Коррозионные повреждения как причина лавинного разрушения железобетонных конструкций [Текст] / В.М. Бондаренко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №5. – С. 13-17.
22. Бондаренко, В.М. Оценка динамических напряжений и моментов в конструктивных элементах сооружений [Текст] / В.М. Бондаренко, Е.А. Ларионов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2006. – №2. – С. 93-98.
23. Федоров, В.С. Основные положения теории расчета огнестойкости железобетонных конструкций [Текст] / В.С. Федоров // Жилищное строительство. – 2010. – №4. – С. 22-32.
24. Ларионов, Е.А. К вопросу конструктивной безопасности сооружений [Текст] / Е.А. Ларионов, В.М. Бондаренко // Промышленное и гражданское строительство. – 2005. – №7.
25. Колчунов, В.И. К расчету живучести внезапно повреждаемых железобетонных рам с элементами составного сечения [Текст] / В.И. Колчунов, Е.А. Скобелева, Н.В. Клюева // Academia. Архитектура и строительство. – М.: РААСН. – 2006. – №3. – С. 23-26.
26. Клюева, Н.В. К построению критериев живучести коррозионно повреждаемых железобетонных конструктивных систем [Текст] / Н.В. Клюева, Н.Б. Андросова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №1. – С. 29-34.
27. Клюева, Н.В. К анализу живучести внезапно повреждаемых рамных систем [Текст] / Н.В. Клюева, В.С. Федоров // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – №3. – С. 7-13.
28. Андросова, Н.Б. К определению критериев живучести фрагмента пространственной рамно-стержневой системы [Текст] / Н.Б. Андросова, А.С. Бухтиярова, Н.В. Клюева // Строительство и реконструкция. – 2010. – №6. – С. 3-7.
29. Осовских, Е.В. К вопросу численного моделирования напряженно-деформированного состояния платформенных стыков многоэтажных зданий из панельных элементов [Текст] / Е.В. Осовских, В.И. Колчунов // Известия ОрелГТУ. Строительство. Транспорт. – 2009. – №3. – С. 25-29.
30. Колчунов, В.И. Расчет динамических догрузений в элементах железобетонных призматических складок при запроектных воздействиях [Текст] / В.И. Колчунов, Е.В. Осовских // Строительство и реконструкция. – 2010. – № 3/29. – С. 7-14.
31. Осовских, Е.В. Исследования железобетонных складчатых покрытий в запредельных состояниях [Текст] / Е.В. Осовских, В.И. Колчунов, П.А. Афонин // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – С. 26-29.
32. Казаков, Д.В. Расчет прогибов обычных и составных внецентренно сжатых железобетонных конструкции [Текст] / Д.В. Казаков, Х.З. Баширов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – №3. – С. 2-9.
33. Расторгуев, Б.С. Обеспечение живучести гражданских зданий при особых воздействиях [Текст], в 3 ч. Ч.1 / Б.С. Расторгуев, А.И. Плотников // Тематическая научно-практическая конференция «Городской строительный комплекс и безопасность жизнеобеспечения граждан»: сб. докладов. – М.: МГСУ, 2005. 9-10 ноября. – С. 152-165.
34. Алмазов, В.О. Сопротивление прогрессирующему разрушению в многоэтажных каркасах рамного типа / В.О. Алмазов // Высотные и большепролетные здания. Технология инженерной безопасности и надежности. – М.: МГСУ, 2005. – С. 20-26.
35. Алмазов, В.О. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов [Текст] / В.О. Алмазов, Као Зуй Кхой // Промышленное и гражданское строительство. – 2010. – №4. – С. 52-56.
36. Перельмутер, А.В. Прогессирующее обрушение и методология проектирования конструкций [Текст] / А.В. Перельмутер // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. – №6.
37. Тур, А.В. Основы проектных стратегий, применяемых для защиты зданий от прогрессирующего обрушения [Текст] / В.В. Тур, А.В. Тур, Д.М. Марковский // Строительная наука и техника: Белоруссия. – 2007. – №6. – С. 11-27.

38. Пецольд, Т.М. Экспериментально-теоретические исследования дифференциации динамических коэффициентов при квазистатическом расчете [Текст] / Т.М. Пецольд, А.В. Тур // Вестник БрГТУ. – 2011. – №1: Строительство и архитектура. – С. 94-101.
39. Колчунов, Вл.И. Соппротивление растянутого бетона между трещинами составных железобетонных конструкций с учетом новых эффектов [Текст] / Вл.И. Колчунов, Х.З. Баширов, И.А. Яковенко, Г.К. Биджосян // Строительство и реконструкция. – 2011. – №6. – С. 3-11.
40. Гениев, Г. А. Экспериментально-теоретические исследования неразрезных балок при аварийном выключении из работы отдельных элементов [Текст] / Г.А. Гениев, Н.В. Клюева // Известия ВУЗов. Строительство. – 2000. – С. 24-26.
41. Клюева, Н.В. Экспериментально-теоретические исследования эволюционно и внезапно повреждаемых железобетонных рамных конструкций [Текст] / Н.В. Клюева, В.И. Колчунов, О.А. Ветрова // Вестник Центрального регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук. – Воронеж-Орел: РААСН, ОрелГТУ. – 2006. – С. 42-52.
42. Клюева, Н.В. Экспериментальные исследования железобетонных балок сплошного и составного сечения в запредельных состояниях [Текст] / Н.В. Клюева, А.И. Демьянов // IV Международный научно-методический семинар «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь». – Брест, 2001. – С. 167-172.
43. Ветрова, О.А. Экспериментальные исследования рамно-стержневых железобетонных конструкций в запредельных состояниях [Текст] / О.А. Ветрова, Н.В. Клюева // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт» – Орел: ОрелГТУ, 2005. – №3-4. – С. 10-15.
44. Бухтиярова, А.С. Некоторые результаты исследований живучести пространственных железобетонных рамно-стержневых систем [Текст] / А.С. Бухтиярова // Известия юго-Западного государственного университета. – 2011.
45. Колчунов, В.И. Экспериментальные исследования деформативности и трещиностойкости железобетонных конструкций составного сечения [Текст] / В.И. Колчунов, Е.А. Скобелева, Н.В. Клюева, С.И. Горностаев // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2008. – №1. – С. 54-60.
46. Колчунов, В.И. Экспериментально-теоретические исследования преднапряженных железобетонных элементов рам в запредельных состояниях [Текст] / В.И. Колчунов, Д.В. Кудрина // Строительная механика и расчет сооружений. – 2010. – №3. – С. 14-17.
47. Клюева, Н.В. Метод экспериментального определения параметров живучести железобетонных стержневых систем [Текст] / Н.В. Клюева, А.С. Бухтиярова, А.А. Дорофеев // Строительная наука-2010: теория, практика, инновации Северо-арктическому региону: сборник научных трудов Международной научно-практической конференции. – Архангельск: Северный (арктический) федеральный университет, 2010. – С. 191-200.
48. Колчин, Я.Е. Экспериментальные исследования по определению приведенной жесткости на сдвиг в железобетонных элементах составного сечения [Текст] / Я.Е. Колчин, М.И. Стадольский, В.И. Колчунов // Строительная механика и расчет сооружений. – М.: ФГУП НИЦ «Строительство». – 2009. – №2 (223). – С.62-67.
49. Осовских, Е.В. Экспериментальные исследования деформирования и разрушения модели фрагмента железобетонного складчатого покрытия в запредельных состояниях [Текст] / Е.В. Осовских, В.И. Колчунов, П.А. Афонин // Строительство и реконструкция. – 2012. – №1. – С. 22-27.
50. Колчунов, В.И. Экспериментально-теоретические исследования живучести железобетонных рам при потере устойчивости отдельного элемента [Текст] / В.И. Колчунов, Н.О. Прасолов, Л.В. Кожаринова // Сб. мат. III академических чтений «Актуальные вопросы строительной физики». – 2011.
51. Клюева, Н.В. Диаграммы деформирования нагруженных бетонных элементов при их динамическом догружении [Текст] / Н.В. Клюева, К.А. Шувалов // Вестник отделения строительных наук. – Москва-Орел-Курск: ЮЗГУ, 2011. – №15. – С. 108-114.
52. Пат. 2380672 Российская федерация, МПК G01M 19/00. Способ определения динамического догружения в железобетонных рамно-стержневых конструктивных системах / Н.В. Клюева, Н.Б. Андросова; заявитель и патентообладатель ОрелГТУ. – заявл. 23.12.2008, опубл. 27.01.2010, Бюл. №3.
53. Пат. 2393452 Российская федерация, МПК G01M 19/00. Способ экспериментального определения динамического догружения в преднапряженной арматуре железобетонных элементов рамно-стержневых конструктивных систем / Н.В. Клюева, Д.В. Кудрина, Н.Б. Андросова; Заявитель и патентообладатель ОрелГТУ. – заявл. 10.03.2009, опубл. 27.06.2010, Бюл. №18.
54. Пат. 2351910 Российская федерация, МПК G01N3/10. Экспериментальная установка для испытания балочных конструкций / В.И. Колчунов, Е.А. Скобелева; Заявитель и патентообладатель ОрелГТУ. – заявл. 13.11.2007, опубл. 10.04.2009, Бюл. №10.
55. Пат. 2437074 Российская федерация, МПК G01M99/00. Способ экспериментального определения динамических догружений в железобетонных рамно-стержневых системах от внезапного выключения линейной связи / Н.В. Клюева, А.С. Бухтиярова; Заявитель и патентообладатель ОрелГТУ. – заявл. 07.12.2009, опубл. 20.12.2011, Бюл. № 35.
56. Пат. 2420722 Российская федерация, МПК G01M99/00, G01N3/32. Способ определения динамического догружения в элементах рамно-стержневых систем при потере устойчивости / Колчунов В.И., Прасолов Н.О., Кудрина Д.В.; Заявитель и патентообладатель ОрелГТУ. – заявл. 30.11.2009, опубл. 10.06.2011, Бюл. №16.
57. Бондаренко, В.М. К расчету сооружений, меняющих расчетную схему вследствие коррозионных повреждений [Текст] / В.М. Бондаренко, Н.В. Клюева // Известия вузов. Строительство. – 2008. – №1. – С. 4-12.

58. Колчунов, Вл.И. Сопротивление пространственных узлов сопряжения железобетонных каркасов многоэтажных зданий при запроектных воздействиях [Текст] / Вл.И. Колчунов, Н.В. Ключева, А.С. Бухтиярова // Строительство и реконструкция. – 2011. – №5. – С. 21-32.
59. Григоршев, С.М. Исследование механизмов формирования напряженно-деформированного состояния элементов каркаса многоэтажного здания при локальном повреждении несущих конструкций [Текст] / С.М. Григоршев // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2011. – №3. – С. 31-44.
60. Сапожников, А.И. Учет последовательности возведения каркасных зданий различной конструктивной схемы [Текст] / А.И. Сапожников, С.М. Григоршев // Известия ВУЗов. Строительство. – 2010. – №2. – С. 96-105.
61. Сапожников, А.И. Устойчивость многоэтажных рамных и рамно-связевых систем [Текст] / А.И. Сапожников, С.М. Григоршев // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – №5. – С. 36-43.
62. Бондаренко, В.М. Учет энергетической и коррозионной диссипации силового сопротивления при оценке устойчивости строительных конструкций [Текст] / В.М. Бондаренко // Строительная механика и расчет сооружений. – М.: ОАО «НИЦ «Строительство», 2011. – №3. – С. 51-58.
63. Проектирование многоэтажных и высотных железобетонных сооружений [Текст]: [пер. с кит.] / ред.: Чжан Вэйбинь, перевод с китайского под редакцией В.И. Колчунова. – М: АСВ, 2010. – 597 с.
64. Проектирование современных высотных зданий // Сюй Пэйфу, Ван Цуйкунь, Сяо Цунчжень, перевод с китайского Жэнь Фэй, Сунь Цзэнь, под редакцией В.И. Колчунова. – М: АСВ, 2008. – 469 с.
65. Бондаренко, В.М. Особенности силового сопротивления поврежденных коррозией железобетонных элементов знакопеременному нагружению [Текст] / В.М. Бондаренко // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2011. – №1. – С. 30-38.
66. Гордон, В.А. Расчет динамических усилий в конструктивно-нелинейных элементах стержневых пространственных систем при внезапных структурных изменениях [Текст] / В.А. Гордон, Н.В. Ключева, Т.В. Потуралева, А.С. Бухтиярова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. – №6. – С. 26-30.
67. Пятикрестовский К.П. Вопросы напряженно-деформированного состояния обшивок ребристых многогранных покрытий из древесины [Текст] / К.П. Пятикрестовский, Б.С. Соколов // Строительная механика и расчет сооружений. – М., 2011 – №3. – С. 45-50.
68. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева [и др.]. – М.: АСВ, 2004. – 216 с.

Бондаренко Виталий Михайлович

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор

Ключева Наталия Витальевна

Юго-Западный государственный университет, г. Курск
Доктор технических наук, доцент
E-mail: Klynavit@yandex.ru

Колчунов Виталий Иванович

Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс, г. Орел
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные конструкции и материалы»
E-mail: skimkafedra@yandex.ru

Андросова Наталия Борисовна

Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс, г. Орел
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и материалы»
E-mail: ramia84@rambler.ru

V.M. BONDARENKO, N.V. KLJUEVA, V.I. KOLCHUNOV,
N.B. ANDROSOVA

**SOME RESULTS OF ANALYSIS AND SCIENTIFIC RESEARCH
ON STRUCTURAL SAFETY AND SURVIVABILITY THEORY**

The article considers some elements of the new concept of construction and operation of buildings and structures. The basis of the concept is modern model of building safety. The authors present some results of structural safety and structural survivability study of structural systems in out-of-limit state.

Keywords: structural safety; criterion of survivability; extremal condition; safety of buildings and constructions.

BIBLIOGRAPHY

1. Rajzer, V.D. Razvitie metodov normirovaniya raschetov konstrukcij [Tekst] / V.D. Rajzer // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2009. – №3. – S. 66-74.
2. Bondarenko, V.M. Itogi kruglogo stola «Bezopasnost' zdaniy i sooruzhenij» [Tekst] / V.M. Bondarenko, V.I. Kolchunov // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – 2010. – №3. – S. 76-78.
3. Karpenko, N.I. O Konceptual'no-metodologicheskikh podhodah k obespecheniju konstruktivnoj bezopasnosti [Tekst] / N.I. Karpenko, V.I. Kolchunov // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2007. – №1. – S. 4-8.
4. Nazarov, Ju.P. K probleme obespechenija zhivuchesti stroitel'nyh konstrukcij pri avarijnyh vozdeystvijah [Tekst] / Ju.P. Nazarov, A.S. Gorodeckij, V.N. Simbirkin // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2009. – №4. – S. 5-9.
5. Eremeev, P.G. Predotvraschenie lavinoobraznogo (progressirujuwego) obrusheniya nesuwih konstrukcij unikal'nyh bol'sheproletnyh sooruzhenij pri avarijnyh vozdeystvijah [Tekst] / P.G. Eremeev // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2006. – №2. – S. 65-72.
6. Karpenko, N.I. O nekotoryh problemah rascheta sovremennyh zdaniy i sooruzhenij // Materialy vtoryh mezhdunarodnyh akademicheskikh chtenij «Novye jenergoberegajuwie arhitekturno-konstruktivnye reshenija zhilyh i grazhdanskikh zdaniy». – Orel, 2003. – S. 23-24.
7. Travush, V.I. Bezopasnost' i ustojchivost' v prioritetnyh napravlenijah razvitija Rossii [Tekst] / V.I. Travush // Academia. – 2006. – №2.
8. Almazov, V.O. Proektirovanie zhelezobetonnyh konstrukcij po evronormam. Nauchnoe izdanie [Tekst] / V.O. Almazov. – M.: ASV. – 2007 – 216 s.
9. Kolchunov, V.I. Ewe raz o konstruktivnoj bezopasnosti i zhivuchesti zdaniy [Tekst] / V.M. Bondarenko, V.I. Kolchunov, N.V. Kljueva // RAASN. Jubilejnyj vypusk k 15-letiju RAASN. Vestnik otdelenija stroitel'nyh nauk. – 2007. – №11. – S. 81-86.
10. Tamrazjan, A.G. Resurs zhivuchesti – osnovnoj kriterija reshenij vysotnyh zdaniy [Tekst] / A.G. Tamrazjan // Zhiliwnoe stroitel'stvo. – 2010. – № 1. – S. 15-18.
11. Rekomendacii po zawite monolitnyh zhilyh zdaniy ot progressirujuwego obrusheniya [Tekst]. – Vved. 2005-07-11. – M.: Pravitel'stvo Moskvy, Moskomarhitektura, MNIITJeP, NIIZhB, 2005.
12. Rekomendacii po predotvrascheniju progressirujuwih obrushenij krupnopanel'nyh zdaniy [Tekst]. – Vved. 1999-08-24. – M.: Pravitel'stvo Moskvy, Moskomarhitektura, MNIITJeP, 1999.
13. Rekomendacii po zawite vysotnyh zdaniy ot progressirujuwego obrusheniya [Tekst]. – Vved. 2006-02-16. – M.: Pravitel'stvo Moskvy, Moskomarhitektura, MNIITJeP, RAASN, 2006.
14. MGSN 3.0101. Zhilye zdaniya [Tekst]. – Vved. 2001-10-02. – M.: Izd-vo standartov, 2001.
15. YC, 1973, “Chapter 18, Resistance to Progressive Collapse Under Extreme Local Loads, Appendix A. – Rules of the City of New York, Building Code of the new York”. – Gould Publications, Binghamton, NY 13901, 2001.
16. E 7-02. “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2002 edition”. – American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2002.
17. C 4-023-03, “Unified Facilities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse”. – Department of Defense USA, 2005.
18. NV 1991-2-7: 1998. Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Accidental actions due to impact and explosions / Brussels: CEN, 1998.
19. National Building Code of Canada (NBCC) – Part 4 and Commentary C, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, 1995.
20. BS 8110: Structural use of concrete. Part 2: 1985 Code of practice for special circumstances. Great Britain.
21. Bondarenko, V.M. Korrozionnye povrezhdenija kak prichina lavinnogo razrusheniya zhelezobetonnyh konstrukcij [Tekst] / V.M. Bondarenko // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2009. – №5. – S. 13-17.
22. Bondarenko, V.M. Ocenka dinamicheskikh naprjazhenij i momentov v konstruktivnyh jelementah sooruzhenij [Tekst] / V.M. Bondarenko, E.A. Larionov // Stroitel'naja mehanika inzhenernyh konstrukcij i sooruzhenij. – 2006. – №2. – S. 93-98.
23. Fedorov, V.S. Osnovnye polozhenija teorii rascheta ognestojkosti zhelezobetonnyh konstrukcij [Tekst] / V.S. Fedorov // Zhiliwnoe stroitel'stvo. – 2010. – №4. – S. 22-32.
24. Larionov, E.A. K voprosu konstruktivnoj bezopasnosti sooruzhenij [Tekst] / E.A. Larionov, V.M. Bondarenko // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2005. – №7.
25. Kolchunov, V.I. K raschetu zhivuchesti vnezapno povrezhdaemyh zhelezobetonnyh ram s jelementami sostavnogo sechenija [Tekst] / V.I. Kolchunov, E.A. Skobeleva, N.V. Kljueva // Academia. Arhitektura i stroitel'stvo. – M.: RAASN. – 2006. – №3. – S. 23-26.
26. Kljueva, N.V. K postroeniju kriteriev zhivuchesti korrozionno povrezhdaemyh zhelezobetonnyh konstruktivnyh sistem [Tekst] / N.V. Kljueva, N.B. Androsova // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2009. – №1. – S. 29-34.
27. Kljueva, N.V. K analizu zhivuchesti vnezapno povrezhdaemyh ramnyh sistem [Tekst] / N.V. Kljueva, V.S. Fedorov // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2006. – №3. – S. 7-13.
28. Androsova, N.B. K opredeleniju kriteriev zhivuchesti fragmenta prostranstvennoj ramno-sterzhnevoj sistemy [Tekst] / N.B. Androsova, A.S. Buhtjarova, N.V. Kljueva // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – 2010. – №6. – S. 3-7.

29. Osovskih, E.V. K voprosu chislennogo modelirovanija naprjazhenno-deformirovannogo sostojanija platformennyh stykov mnogojetazhnyh zdaniy iz panel'nyh jelementov [Tekst] / E.V. Osovskih, V.I. Kolchunov // *Izvestija OrelGTU. Stroitel'stvo. Transport.* – 2009. – №3. – S. 25-29.
30. Kolchunov, V.I. Raschet dinamicheskikh dogruzhenij v jelementah zhelezobonnyh prizmaticheskikh skladok pri zaproektnykh vozdeystvijah [Tekst] / V.I. Kolchunov, E.V. Osovskih // *Stroitel'stvo i rekonstrukcija.* – 2010. – № 3/29. – S. 7-14.
31. Osovskih, E.V. Issledovanija zhelezobonnyh skladchatykh pokrytij v zapredel'nyh sostojanijah [Tekst] / E.V. Osovskih, V.I. Kolchunov, P.A. Afonin // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo.* – 2011. – S. 26-29.
32. Kazakov, D.V. Raschet progibov obychnykh i sostavnykh vncentrenno szhatykh zhelezobonnyh konstrukcii [Tekst] / D.V. Kazakov, H.Z. Bashirov // *Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij.* – 2012. – №3. – S. 2-9.
33. Rastorguev, B.S. Obespechenie zhivuchesti grazhdanskih zdaniy pri osobykh vozdeystvijah [Tekst], v 3 ch. Ch.1 / B.S. Rastorguev, A.I. Plotnikov // *Tematicheskaja nauchno-prakticheskaja konferencija «Gorodskoj stroitel'nyj kompleks i bezopasnost' zhizneobespechenija grazhdan»:* sb. dokladov. – M.: MGSU, 2005. 9-10 nojabrja. – S. 152-165.
34. Almazov, V.O. Soprotivlenie progressirujuwemu razrusheniju v mnogojetazhnyh karkasah ramnogo tipa / V.O. Almazov // *Vysotnye i bol'sheproletnye zdanija. Tehnologija inzhenernoj bezopasnosti i nadezhnosti.* – M.: MGSU, 2005. – S. 20-26.
35. Almazov, V.O. Dinamika progressirujuwego razrushenija monolitnyh mnogojetazhnyh karkasov [Tekst] / V.O. Almazov, Kao Zuj Khoj // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo.* – 2010. – №4. – S. 52-56.
36. Perel'muter, A.V. Progressirujuwee obrushenie i metodologija proektirovanija konstrukcij [Tekst] / A.V. Perel'muter // *Sejmsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij.* – 2004. – №6.
37. Tur, A.V. Osnovy proektnykh strategij, primenjaemykh dlja zawity zdaniy ot progressirujuwego obrushenija [Tekst] / V.V. Tur, A.V. Tur, D.M. Markovskij // *Stroitel'naja nauka i tehnika: Belorussija.* – 2007. – №6. – S. 11-27.
38. Pecol'd, T.M. Jeksperimental'no-teoreticheskie issledovanija differenciacii dinamicheskikh koeficientov pri kvazistaticheskom raschete [Tekst] / T.M. Pecol'd, A.V. Tur // *Vestnik BrGTU.* – 2011. – №1: *Stroitel'stvo i arhitektura.* – S. 94-101.
39. Kolchunov, V.I. Soprotivlenie rastjanutogo betona mezhdw trewinami sostavnykh zhelezobonnyh konstrukcij s uchetom novykh jeffektov [Tekst] / V.I. Kolchunov, H.Z. Bashirov, I.A. Jakovenko, G.K. Bidzhosjan // *Stroitel'stvo i rekonstrukcija.* – 2011. – №6. – S. 3-11.
40. Geniev, G. A. Jeksperimental'no-teoreticheskie issledovanija nerazreznyh balok pri avarijnom vyključenii iz raboty otdel'nyh jelementov [Tekst] / G.A. Geniev, N.V. Kljueva // *Izvestija VUZov. Stroitel'stvo.* – 2000. – S. 24-26.
41. Kljueva, N.V. Jeksperimental'no-teoreticheskie issledovanija jevoljucionno i vnezapno povrezhdae-myh zhelezobonnyh ramnyh konstrukcij [Tekst] / N.V. Kljueva, V.I. Kolchunov, O.A. Vetrova // *Vestnik Central'nogo regional'nogo otdelenija Rossijskoj akademii arhitektury i stroitel'nyh nauk.* – Voronezh-Orel: RAASN, OrelGTU. – 2006. – S. 42-52.
42. Kljueva, N.V. Jeksperimental'nye issledovanija zhelezobonnyh balok sploshnogo i sostavnogo sechenija v zapredel'nyh sostojanijah [Tekst] / N.V. Kljueva, A.I. Dem'janov // *IV Mezhdunarodnyj nauchno-metodicheskij seminar «Perspektivy razvitiya novykh tehnologij v stroitel'stve i podgotovke inzhenernyh kadrov v Respublike Belarus'».* – Brest, 2001. – S. 167-172.
43. Vetrova, O.A. Jeksperimental'nye issledovanija ramno-sterzhnevnyh zhelezobonnyh konstrukcij v zapredel'nyh sostojanijah [Tekst] / O.A. Vetrova, N.V. Kljueva // *Izvestija OrelGTU. Serija «Stroitel'stvo. Transport»* – Orel: OrelGTU, 2005. – №3-4. – S. 10-15.
44. Buhtjarova, A.S. Nekotorye rezul'taty issledovanij zhivuchesti prostranstvennyh zhelezobonnyh ramno-sterzhnevnyh sistem [Tekst] / A.S. Buhtjarova // *Izvestija jugo-Zapadnogo gosudarstvennogo universi-teta.* – 2011.
45. Kolchunov, V.I. Jeksperimental'nye issledovanija deformativnosti i trewinostojkosti zhelezobonnyh konstrukcij sostavnogo sechenija [Tekst] / V.I. Kolchunov, E.A. Skobeleva, N.V. Kljueva, S.I. Gornostaev // *Stroitel'naja mehanika inzhenernyh konstrukcij i sooruzhenij.* – 2008. – №1. – S. 54-60.
46. Kolchunov, V.I. Jeksperimental'no-teoreticheskie issledovanija prednaprjazhennyh zhelezobonnyh jelementov ram v zapredel'nyh sostojanijah [Tekst] / V.I. Kolchunov, D.V. Kudrina // *Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij.* – 2010. – №3. – S. 14-17.
47. Kljueva, N.V. Metod jeksperimental'nogo opredelenija parametrov zhivuchesti zhelezobonnyh sterzhnevnyh sistem [Tekst] / N.V. Kljueva, A.S. Buhtjarova, A.A. Dorofeev // *Stroitel'naja nauka-2010: teorija, praktika, innovacii Severo-arkticheskomu regionu: sbornik nauchnyh trudov Mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoi konferencii.* – Arhangel'sk: Severnyj (arkticheskij) federal'nyj universitet, 2010. – S. 191-200.
48. Kolchin, Ja.E. Jeksperimental'nye issledovanija po opredeleniju privedennoj zhestkosti na sdvig v zhelezobonnyh jelementah sostavnogo sechenija [Tekst] / Ja.E. Kolchin, M.I. Stadol'skij V.I. Kolchunov // *Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij.* – M.: FGUP NIC «Stroitel'stvo». – 2009. – №2 (223). – S.62-67.
49. Osovskih, E.V. Jeksperimental'nye issledovanija deformirovanija i razrushenija modeli fragmenta zhelezobonnogo skladchatogo pokrytija v zapredel'nyh sostojanijah [Tekst] / E.V. Osovskih, V.I. Kolchunov, P.A. Afonin // *Stroitel'stvo i rekonstrukcija.* – 2012. – №1. – S. 22-27.
50. Kolchunov, V.I. Jeksperimental'no-teoreticheskie issledovanija zhivuchesti zhelezobonnyh ram pri potere ustojchivosti otdel'nogo jelementa [Tekst] / V.I. Kolchunov, N.O. Prasolov, L.V. Kozharinova // *Sb. mat. III akademicheskikh chtenij «Aktual'nye voprosy stroitel'noj fiziki».* – 2011.
51. Kljueva, N.V. Diagrammy deformirovanija nagruzhenykh betonnyh jelementov pri ih dinamicheskom dogruzhenii [Tekst] / N.V. Kljueva, K.A. Shuvalov // *Vestnik otdelenija stroitel'nyh nauk.* – Moskva-Orel-Kursk: JuZGU, 2011. – №15. – S. 108-114.
52. Pat. 2380672 Rossijskaja federacija, MPK G01M 19/00. Sposob opredelenija dinamicheskogo dogruzhenija v zhelezobonnyh ramno-sterzhnevnyh konstruktivnyh sistemah / N.V. Kljueva, N.B. Androsova; zajavitel' i paten-toobladatel' OrelGTU. – zajavl. 23.12.2008, opubl. 27.01.2010, Bjul. №3.

53. Pat. 2393452 Rossijskaja federacija, MPK G01M 19/00. Sposob jeksperimental'nogo opredelenija dinamičeskogo dogruženija v prednaprjazhennoj armature zhelezobetonnyh jelementov ramno-sterzhnevyyh konstruktivnyh sistem / N.V. Kljueva, D.V. Kudrina, N.B. Androsova; Zajavitel' i patentoobladatel' OrelGTU. – zajavl. 10.03.2009, opubl. 27.06.2010, Bjul. №18.

54. Pat. 2351910 Rossijskaja federacija, MPK G01N3/10. Jeksperimental'naja ustanovka dlja ispytaniya balochnyyh konstrukcij / V.I. Kolchunov, E.A. Skobeleva; Zajavitel' i patentoobladatel' OrelGTU. – zajavl. 13.11.2007, opubl. 10.04.2009, Bjul. №10.

55. Pat. 2437074 Rossijskaja federacija, MPK G01M99/00. Sposob jeksperimental'nogo opredelenija dinamičeskikh dogruženij v zhelezobetonnyh ramno-sterzhnevyyh sistemah ot vnezapnogo vyključenija linejnoj svjazi / N.V. Kljueva, A.S. Buhtjarova; Zajavitel' i patentoobladatel' OrelGTU. – zajavl. 07.12.2009, opubl. 20.12.2011, Bjul. № 35.

56. Pat. 2420722 Rossijskaja federacija, MPK G01M99/00, G01N3/32. Sposob opredelenija dinamičeskogo dogruženija v jelementah ramno-sterzhnevyyh sistem pri potere ustojčivosti / Kolchunov V.I., Prasolov N.O., Kudrina D.V.; Zajavitel' i patentoobladatel' OrelGTU. – zajavl. 30.11.2009, opubl. 10.06.2011, Bjul. №16.

57. Bondarenko, V.M. K raschetu sooruzhenij, menjajuvih raschetnuju shemu vsledstvie korrozionnyh povrezhdenij [Tekst] / V.M. Bondarenko, N.V. Kljueva // Izvestija vuzov. Stroitel'stvo. – 2008. – №1. – S. 4-12.

58. Kolchunov, V.I. Soprotivlenie prostranstvennyh uzlov soprjazhenija zhelezobetonnyh karkasov mnogojetažnyh zdanij pri zaproektnyyh vozdeystvijah [Tekst] / V.I. Kolchunov, N.V. Kljueva, A.S. Buhtjarova // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – 2011. – №5. – S. 21-32.

59. Grigoršev, S.M. Issledovanie mehanizmov formirovanija naprjazhenno-deformirovannogo sostojanija jelementov karkasa mnogojetažnogo zdanija pri lokal'nom povrezhdenii nesuvih konstrukcij [Tekst] / S.M. Grigoršev // Stroitel'naja mehanika inženernyyh konstrukcij i sooruzhenij. – 2011. – №3. – S. 31-44.

60. Sapozhnikov, A.I. Uchet posledovatel'nosti vozvedenija karkasnyh zdanij razlichnoj konstruktivnoj shemy [Tekst] / A.I. Sapozhnikov, S.M. Grigoršev // Izvestija VUZov. Stroitel'stvo. – 2010. – №2. – S. 96-105.

61. Sapozhnikov, A.I. Ustojčivost' mnogojetažnyh ramnyh i ramno-svjazevyyh sistem [Tekst] / A.I. Sapozhnikov, S.M. Grigoršev // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2011. – №5. – S. 36-43.

62. Bondarenko, V.M. Uchet jenergetičeskoi i korrozionnoj dissipacii silovogo soprotivlenija pri ocenke ustojčivosti stroitel'nyh konstrukcij [Tekst] / V.M. Bondarenko // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – M.: OAO «NIC «Stroitel'stvo», 2011. – №3. – S. 51-58.

63. Proektirovanie mnogojetažnyh i vysotnyh zhelezobetonnyh sooruzhenij [Tekst]: [per. s kit.] / red.: Chzhan Vjejbin', perevod s kitajskogo pod redakciej V.I. Kolchunova. – M.: ASV, 2010. – 597 s.

64. Proektirovanie sovremennyh vysotnyh zdanij // Sjuj Pjejfu, Van Cujkun', Sjao Cunchzhen', perevod s kitajskogo Zhjen' Fjej, Sun' Czjen'u, pod redakciej V.I. Kolchunova. – M.: ASV, 2008. – 469 s.

65. Bondarenko, V.M. Osobennosti silovogo soprotivlenija povrezhdennyh korroziej zhelezobetonnyh jelementov znakoperemennomu nagruženiju [Tekst] / V.M. Bondarenko // Stroitel'naja mehanika inženernyyh konstrukcij i sooruzhenij. – 2011. – №1. – S. 30-38.

66. Gordon, V.A. Raschet dinamičeskikh usilij v konstruktivno-nelinejnyh jelementah sterzhnevyyh prostranstvennyh sistem pri vnezapnyh strukturnyyh izmenenijah [Tekst] / V.A. Gordon, N.V. Kljueva, T.V. Poturaeva, A.S. Buhtjarova // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2008. – №6. – S. 26-30.

67. Pjatkrestovskij K.P. Voprosy naprjazhenno-deformirovannogo sostojanija obshivok rebristyh mnogogrannyh pokrytij iz drevisiny [Tekst] / K.P. Pjatkrestovskij, B.S. Sokolov // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – M., 2011 – №3. – S. 45-50.

68. Geniev, G.A. Pročnost' i deformativnost' zhelezobetonnyh konstrukcij pri zaproektnyyh vozdeystvijah [Tekst] / G.A. Geniev, V.I. Kolchunov, N.V. Kljueva [i dr.]. – M.: ASV, 2004. – 216 s.

Bondarenko Vitaly Mikhaylovich

Moscow state academy of municipal services and construction, Moscow

Academician RAABS, doctor of technical science, professor

Ph.: +7 (495) 678-32-05

Kljueva Natalia Vitalevna

Southwest state university, Kursk

Doctor of technical science, professor

E-mail: Klynavit@yandex.ru

Kolchunov Vitaly Ivanovich

State university – educational-science-production complex, Orel

Academician RAABS, doctor of technical science, professor, head of department «Building designs and materials»

Ph.: +7(4862) 76-03-72

E-mail: skimkafedra@yandex.ru

Androsova Nataliya Borisovna

State university – educational-science-production complex, Orel

Candidate of technical science, assistant professor of department «Building designs and materials»

E-mail: ramia84@rambler.ru

БАШИРОВ Х.З., ДОРОДНЫХ А.А.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ РАСКРЫТИИ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН ТРЕТЬЕГО ТИПА

В статье предложена расчетная схема и разрешающие уравнения для решения задачи определения параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при раскрытии наклонных трещин третьего типа. Вскрыт физический смысл уравнения, определяющего проекцию наклонной трещины третьего типа, ширина раскрытия которой имеет максимально возможное значение. Предложенный алгоритм позволяет исключить трудоемкую алгебраизацию формул и позволяет сохранить инженерную обозримость вычисляемых параметров.

Ключевые слова: железобетонные составные конструкции; расчетная схема; наклонная трещина.

Разработка методики определения параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при раскрытии наклонных трещин третьего типа, раскрытии наклонных трещин в железобетонных составных конструкциях весьма сложная уже потому, что основная гипотеза механики твердого деформируемого тела (гипотеза сплошности) здесь неприменима. Сплошность нарушается наличием макротрещин, традиционно измеряемых в опытах с помощью микроскопа и затем осредняемых для приближенных расчетов жесткости и других параметров деформирования железобетонных конструкций. В тоже время использование упрощенных подходов встречают все больше возражений специалистов и до настоящего времени задача не имеет удовлетворительного решения.

В работе [1] предложена расчетная схема и аналитические зависимости для определения деформаций растяжения бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций по наклонным сечениям. Продолжая эти исследования, авторы последовательно перешли к определению других параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при раскрытии наклонных трещин третьего типа.

В предлагаемой расчетной схеме (рис. 1) для определения напряженно-деформированного состояния в сечении 3-3 привлекается расчетная схема составного стержня. Для этого решения можно записать:

$$\tau_{xy,3} = \frac{\tau_{com} \cdot l_x}{l_{an}}, \quad (1)$$

где сдвигающие усилия в шве между различными бетонами определяются из расчетной схемы составного стержня, рассмотренной применительно к железобетону в работах [2, 3].

$$\tau_{com} = \frac{P \cdot \eta}{\gamma} e^{\gamma \xi_m^{0.5l}} (1 - e^{-\gamma \xi_m^a}), \quad (2)$$

где параметр жесткости шва ξ_m определяется на основании экспериментального исследования на сдвиг призм из разных бетонов, в том числе с арматурными стержнями в шве.

Вводится ограничение:

$$\tau_{com} \leq \tau_{loc} + \left(\frac{QS}{Ib} \right)_3, \quad (3)$$

где τ_{loc} определяется в соответствии с рекомендациями норм [4].

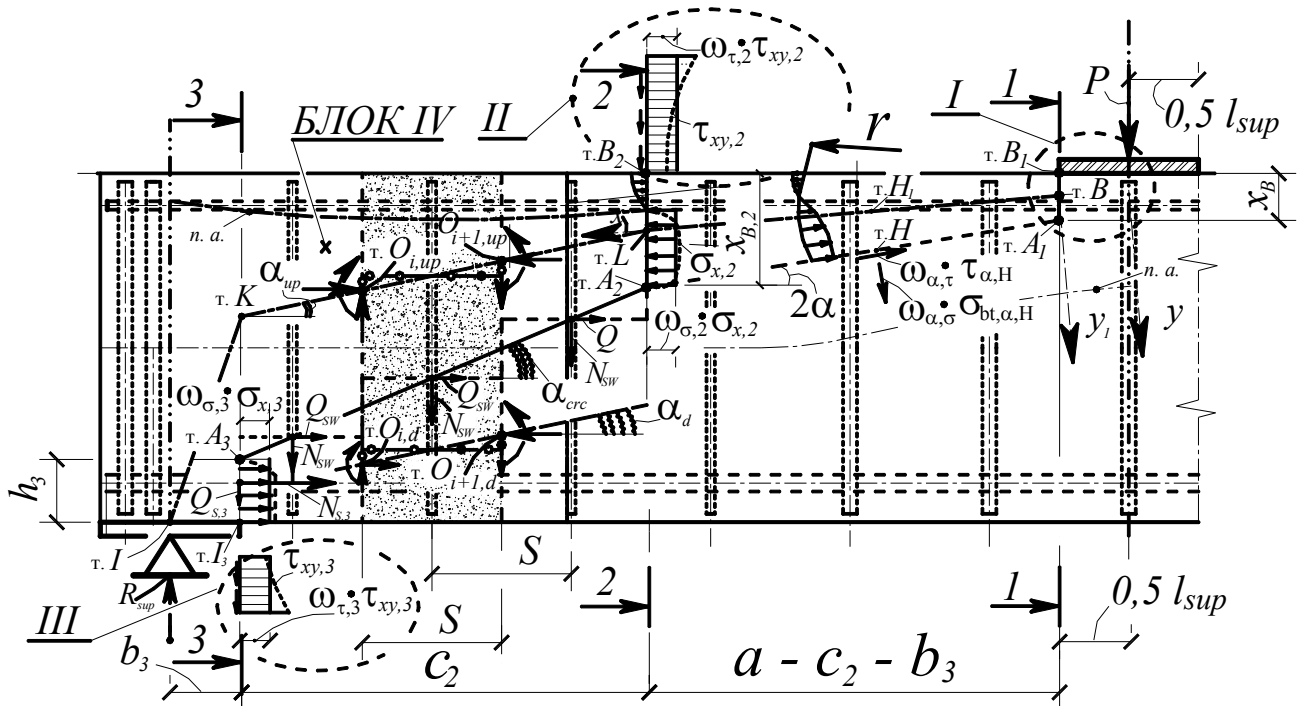


Рисунок 1 – Расчетная схема для определения ширины раскрытия трещин третьего типа: I – окрестность вершины клина; II и III – эпюры касательных напряжений в сечениях 2-2 и 3-3 соответственно

Тогда касательные напряжения и соответственно деформации сдвига в рассматриваемом сечении находятся из формул:

$$\tau_{xy,3} = \frac{\tau_{com,u} \cdot l_x}{l_{an}}; \quad (4)$$

$$\varepsilon_{q,3} = \frac{\tau_{xy,3}}{G_b}. \quad (5)$$

Деформации бетона в сечении 3-3 под наклонной трещиной третьего типа определяются по схеме составного стержня:

$$\varepsilon_{bt,3} = \varepsilon_{S,3} + \varepsilon_{q,3}. \quad (6)$$

Располагая деформациями, несложно найти напряжения бетона в сечении 3-3 под наклонной трещиной третьего типа:

$$\sigma_{b,3} = \varepsilon_{bt,3} \cdot \nu_b \cdot E_b. \quad (7)$$

В предлагаемой расчетной схеме для описания напряженно-деформированного состояния зоны $A_2B_2B_1A_1$ используются формулы клина (рис. 1-3). В верхней зоне пролета «среза» клин образуется из-за наличия трещин веера 1 (см. работу [1]). В любом случае, напряженно-деформированное состояние по линии A_2A_1 близко к предельному при образовании трещин по направлению траектории главных деформаций удлинения. Если трещина только что образовалась, то равнодействующая усилия по линии A_2A_1 передается (обеспечивается) на поперечную арматуру, причем ее величина практически не изменяется. В момент образования трещин нагельными усилиями в хомутах можно пренебречь в виду их незначительности (a_{erc}

близко к нулю). Составляющие же осевых (для клина) и перпендикулярных им усилий находятся простым разложением вертикальных усилий в хомутах по правилу параллелограмма.

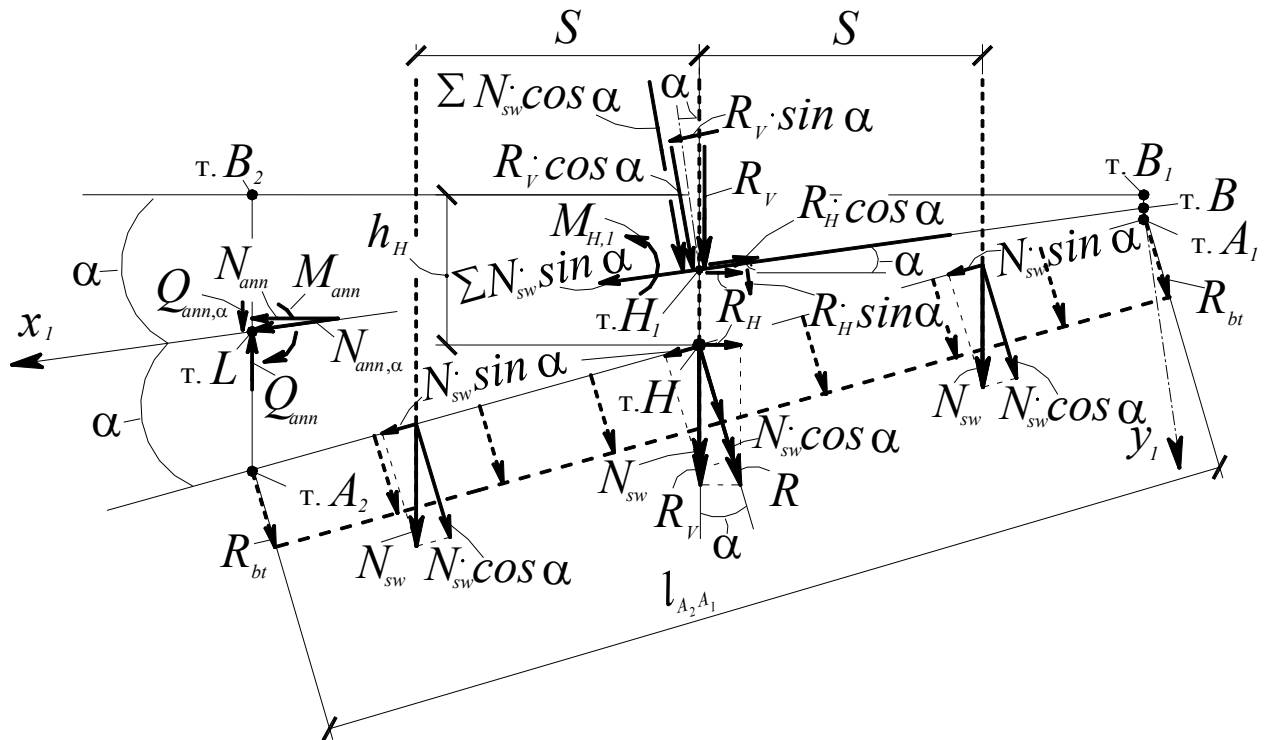


Рисунок 2 – К расчетной схеме клина для определения дополнительного поля напряженно-деформированного состояния в сечении 2-2

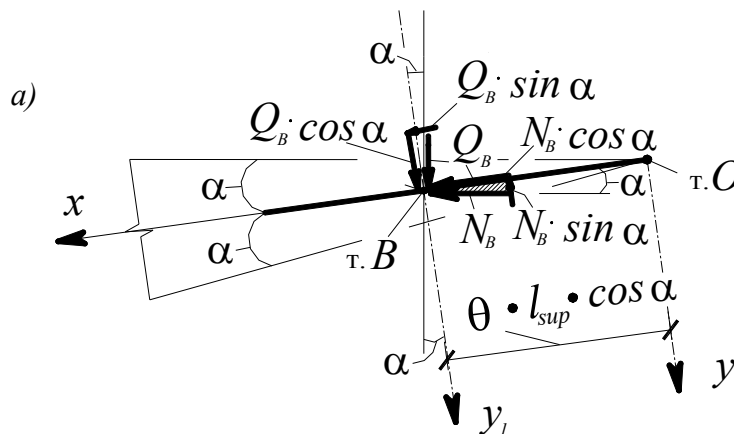


Рисунок 3 – Схема усилий в вершине клина к расчетной схеме для определения ширины раскрытия трещин третьего типа

Из рисунка 3 следует, что в точке B клина, расположенной в окрестности вершины клина (на расстоянии $t_k = \theta \cdot l_{sup} \cdot \cos \alpha$) сила P_1 по направлению оси x равна $N_B \cdot \cos \alpha + Q_B \sin \alpha$, а сила P_2 по направлению оси y_1 равна $Q_B \cdot \cos \alpha - N_B \sin \alpha$. Здесь угол α в первом приближении принимается равным 16° , а на последующих итерациях определяется по найденным параметрам $x_{B,2}$ и c_2 равен половине угла наклона трещины $0,5\alpha_{кр}$.

В свою очередь, напряжения $\sigma_{x,loc}$, $\sigma_{y,loc}$ и $\tau_{xy,loc}$ в сечении 1-1, (необходимые для нахождения усилий – составляющая N_B и Q_B , приложенных в вершине клина) определяются в соответствии с рекомендациями норм [4]. При этом сдвигающие усилия в шве между бето-

нами определяются из расчетной схемы составных стержней, рассмотренной применительно к железобетону в работах [2, 3] с привлечением формулы (2).

При этом их значения ограничиваются усилиями N_B и Q_B , найденными из решения задачи прочности. Тогда

$$\sigma_x = -\frac{2P_1}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{x_1^3}{(x_1^2 + y^2)^2} - \frac{2P_2}{2\alpha - \sin 2\alpha} \cdot \frac{x_1^2 y}{(x_1^2 + y^2)^2}; \quad (8)$$

$$\sigma_y = -\frac{2P_1}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{x_1 y^2}{(x_1^2 + y^2)^2} - \frac{2P_2}{2\alpha - \sin 2\alpha} \cdot \frac{y^3}{(x_1^2 + y^2)^2}; \quad (9)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{2P_1}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{x_1^2 y}{(x_1^2 + y^2)^2} - \frac{2P_2}{2\alpha - \sin 2\alpha} \cdot \frac{x_1 y^2}{(x_1^2 + y^2)^2}. \quad (10)$$

В сечении 2-2 используется новая система координат, в которой ось x совпадает с направлением геометрической оси железобетонной конструкции, а ось y перпендикулярна к ней. Тогда, для определения напряжений $\sigma_{x,2}$ и $\tau_{xy,2}$ можно воспользоваться формулами механики твердого деформируемого тела:

$$\sigma_\alpha = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha; \quad (11)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha - \tau_{xy} \cos 2\alpha. \quad (12)$$

Применительно к точке L сечения 2-2 на основании формул (8)-(10) при использовании системы координат, принятой для клина, получим:

$$\sigma_{x,A} = -\frac{2P_1}{(2\alpha + \sin 2\alpha)} \cdot \frac{\cos \alpha}{(a - b_3 - c_2)}; \quad \sigma_{y,A} = 0; \quad \tau_{xy} = 0. \quad (13)$$

Тогда, на основании формул (11), (12) будем иметь:

$$\sigma_{x,2} = -\frac{2P_1}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{\cos^3 \alpha}{(a - b_3 - c_2)}; \quad (14)$$

$$\tau_{xy,2} = -\frac{P_1}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{\cos \alpha - \sin 2\alpha}{(a - b_3 - c_2)}. \quad (15)$$

На полученное напряженно-деформированное состояние клина необходимо наложить дополнительное поле напряжений (деформаций), вызываемое равнодействующими усилиями, возникающими на наклонной грани колена $A_2 A_1$ (см. рис. 1, 2).

При этом напряжения $\tau_{\alpha,H}$ в точке H для практических расчетов может быть принято равным нулю, т.к. лежит на площадке, близкой к главной, а напряжение $\sigma_{bt,\alpha,H}$ достигает значения R_{bt} , и его вертикальная составляющая равна $R_{bt} \cdot \cos 2\alpha$. При этом из условия совместности деформаций бетона и поперечной арматуры напряжение в поперечных стержнях на участке $A_2 A_1$ равно: $2\alpha_{sw} R_{bt} \cos 2\alpha$. В итоге искомая вертикальная равнодействующая равна:

$$R_{bt} \cdot \cos 2\alpha \cdot b \cdot l_{A_2 A_1} + 2\alpha_{sw} \cdot R_{bt} \cos 2\alpha \cdot A_{sw} \cdot l_{A_2 A_1} = R_v. \quad (16)$$

Горизонтальная равнодействующая равна:

$$R_{bt} \cdot \sin 2\alpha \cdot b \cdot l_{A_2 A_1} = R_H. \quad (17)$$

Напряженно-деформированное состояние по линии $A_2 A_1$ близко к напряженному состоянию образования трещин вдоль этой линии. Если допустить такую возможность, то при образовании трещины напряжения, воспринимаемые бетоном, перейдут на поперечную арматуру в виде погонного усилия. Сравнивая эти два состояния, приходим к выводу, что равнодействующие усилия при этом не изменятся по аналогии с анализом усилий, выполненным проф. В.И. Мурашевым [5].

Из рисунка 2 следует, что в точке H_1 клина на расстоянии $0,5h_h$ сила N_1 по направлению оси x_1 равна $-R_H \cdot \cos \alpha + R_v \sin \alpha$, а сила N_2 по направлению оси y_1 равна $R_v \cdot \cos \alpha + R_H \sin \alpha$. Дополнительный момент в этой точке $M_{H,1} = 0,5R_H \cdot h_H$.

От усилий, приложенных в точке H_1 , в сечении 2-2 возникают дополнительные напряжения, определяемые по формулам:

$$\sigma_x = \frac{N_2 \cdot 0,5 \cdot l_{A_2A_1} - M_{H,1}}{I_{k,2}} \cdot y_1 \cdot \cos \alpha \pm \frac{N_1}{a_{k,2}}. \quad (18)$$

Теперь, из уравнения проекций всех сил на ось x для блока IV, расположенного сверху от ломанного сечения $I_3 - A_3 - A_2 - B_2$, определяем высоту сжатого бетона $x_{B,2}$ над наклонной трещиной в сечении II - II ($\sum 0X = 0$):

$$\sigma_{s,3} A_{s,3} + \sigma_{bt,3} \cdot b \cdot h_3 + q_{sw,hor} \cdot c_2 - \omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2} \cdot b \cdot x_{B,2} = 0.$$

Отсюда следует:

$$x_{B,2} = \frac{\sigma_{s,3} A_{s,3} + \varepsilon_{bt,3} \cdot E_b \cdot v_b \cdot b \cdot h_3 + q_{sw,hor} \cdot c_2}{\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2} \cdot b}, \quad (19)$$

$\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2}$ определяется в соответствии с рассмотренными формулами для клина $A_2 B_2 B_1 A_1$.

Принимая во внимание формулу (6), для практических расчетов можно положить:

$$\varepsilon_{bt,3} = \frac{\sigma_{s,3}}{E_s} \cdot \frac{l_{an}}{l_x}, \quad (20)$$

тогда $x_{B,2}$ определится из выражения:

$$x_{B,2} = \frac{\sigma_{s,3} A_{s,3} + \sigma_{s,3} \cdot \frac{l_{an}}{l_x} \cdot \frac{v_b}{\alpha_s} \cdot b \cdot h_3 + q_{sw,hor} \cdot c_2}{\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2} \cdot b}, \quad (21)$$

где $\alpha_s = \frac{E_s}{E_b}$.

Из уравнения проекций всех сил на ось $0Y$ для блока IV, расположенного сверху от ломанного сечения $I_3 - A_3 - A_2 - B_2$, определяем погонные усилия в хомутах q_{sw} , пересекаемых наклонной трещиной ($\sum 0Y = 0$):

$$R_{sup} - 0,8q_{sw} \cdot c_2 - Q_{s,3} A_{s,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - \omega_{\tau,2} \cdot \tau_{xy,2} \cdot b \cdot x_{B,2} = 0.$$

Отсюда следует:

$$q_{sw} = \frac{R_{sup} - Q_{s,3} A_{s,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - \omega_{\tau,2} \cdot \tau_{xy,2} \cdot b \cdot x_{B,2}}{0,8c_2}. \quad (22)$$

Из уравнения моментов всех сил (силой от растягивающих усилий в бетоне в сечении 3-3 можно пренебречь) относительно точки L для блока IV, расположенного сверху от ломанного сечения $I_3 - A_3 - A_2 - B_2$, определяем напряжения в продольной арматуре $\sigma_{s,3}$ в сечении 3-3 ($\sum M_L = 0$):

$$R_{sup} \cdot (c_2 + b_3) - Q_{s,3} A_{s,3} c_2 - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 \cdot c_2 - \sigma_{s,3} A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2}) - 0,5q_{sw} \cdot c_2^2 - q_{sw,hor} \cdot c_2 \cdot 0,5 \cdot (h - h_3) = 0.$$

Отсюда следует:

$$\sigma_{s,3} = \frac{R_{sup} \cdot (c_2 + b_3) - Q_{s,3} A_{s,3} c_2 - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 \cdot c_2 - 0,5q_{sw} \cdot c_2^2 - q_{sw,hor} \cdot c_2 \cdot (h - h_3)}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} \leq m_{a,3} R_s. \quad (23)$$

Принимая во внимание исследования [6], записав функцию $F(q_{sw}, x_{B,2}, \sigma_{s,3}, c_2, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3)$ и отыскивая ее частные производные по соответствующим переменным, после алгебраических преобразований получим:

$$H_1 c_2^2 + H_2 c_2 + H_3 = 0 \quad (24)$$

или

$$c_2^2 + \frac{H_2}{H_1} c_2 + \frac{H_3}{H_1} = 0. \quad (25)$$

Решение уравнения записывается в виде:

$$c_2 = -\frac{H_2}{2H_1} \pm \sqrt{\left(\frac{H_2}{2H_1}\right)^2 - \frac{H_3}{H_1}}. \quad (26)$$

Здесь

$$\frac{2SB_{a,1}B_{a,2}}{B} = E_1;$$

$$A_{sw}E_{sw}S(2B_{a,1} + B_{a,2}) = E_2;$$

$$A_{sw}^2 E_{sw}^2 B_{a,1}(B_{a,1} + B_{a,2}) = E_3;$$

$$-\frac{E_1 \cdot B_{a,1} A_{sw} E_{sw}}{(q_{sw}S + B_{a,1} A_{sw} E_{sw})^2} = E_4;$$

$$\frac{2B_2 B_{a,2} A_{sw} E_{sw} S}{B(q_{sw}^2 S^2 + q_{sw} E_2 + E_3)} = E_5;$$

$$\frac{0,5q_{sw}}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} = E_6;$$

$$\frac{\omega_{\tau,2} \cdot \tau_{xy,2} \cdot b}{0,8} = E_7;$$

$$\frac{0,5 \cdot q_{sw,hor} \cdot A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} + \frac{0,5A_{s,3}(R_{sup} - Q_{s,3}A_{S,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - q_{sw,hor} \cdot (h - h_3))}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} = E_8;$$

$$\frac{0,5A_{s,3} \cdot R_{sup} b_3}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} = E_9;$$

$$\frac{-0,25A_{s,3} q_{sw}}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} = E_{10};$$

$$\frac{\left(A_{S,3} + \frac{l_{an}}{l_x} \cdot \frac{v_b}{\alpha_S} \cdot b \cdot h_3\right)}{\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2} \cdot b} = E_{11};$$

$$\frac{R_{sup} - Q_{s,3}A_{S,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - \omega_{\tau,2} \cdot \tau_{xy,2} \cdot b \cdot x_{B,2}}{0,8} = E_{12};$$

$$\frac{q_{sw,hor}}{\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2} \cdot b} = E_{13};$$

$$\frac{R_{sup} - Q_{s,3}A_{S,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - q_{sw,hor} \cdot (h - h_3)}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} = E_{14};$$

$$\frac{q_{sw}}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} = E_{15};$$

$$E_{11}E_{10} + \frac{E_7}{E_{12}} \cdot E_{11} \cdot E_{15} = H_1;$$

$$E_{11}E_8 - \frac{E_7}{E_{12}} \cdot E_{13} - \frac{E_7}{E_{12}} \cdot E_{11}E_{14} = H_2;$$

$$E_{11}E_9 - 1 = H_3.$$

Из уравнения (26) определяется проекция наклонной трещины третьего типа, ширина раскрытия которой имеет максимально возможное значение.

Алгоритм расчета предполагает итерационный процесс и сводится к следующему:

1. В первом приближении принимаем $x_{B,2} = 0,3h_0$; $q_{sw} = \frac{0,7R_{sw}A_{sw}}{S}$;

$\sigma_{s,3} = 0,4R_S$ или $\sigma_{s,3} = 0,8R_S$ при наличии обрывов продольной арматуры.

$$c_2 = h_0.$$

2. На второй итерации по формулам (21)-(23), (26) уточняем значения $x_{B,2}$, q_{sw} , $\sigma_{s,3}$, c_2 , принимая в этих формулах неизвестные параметры из первого приближения. При этом также учитываются введенные в этих формулах ограничения.

3. На третьей итерации по формулам (21)-(23), (26) уточняем значения $x_{B,2}$, q_{sw} , $\sigma_{s,3}$, c_2 , принимая в этих формулах неизвестные параметры в виде средних значений между первой и второй итерацией. При этом обязательно учитываются введенные в этих формулах ограничения.

4. Итерационный процесс продолжается до достижения заданной точности вычислений. Обычно для практических расчетов достаточно три-пять итераций.

Накопленный опыт численных исследований позволяет дать четкие рекомендации по диапазонам (коридорам) изменения отыскиваемых параметров, которые можно представить в виде неравенств:

$$a'_S \leq x_{B,2} \leq 0,5h_0; \tag{27}$$

$$\frac{R_{sw}A_{sw}}{S} \geq q_{sw} \geq \frac{2\alpha_{sw}R_{bt}A_{sw}}{S}; \tag{28}$$

$$2\alpha_S R_{bt} A_{S,3} \leq \sigma_{s,3} \leq m_{a,3} \cdot R_S; \tag{29}$$

$$0,7h_0 \leq c_2 \leq 2h_0. \tag{30}$$

Предложенный алгоритм позволяет сохранить физический смысл и инженерную обзорность вычисляемых параметров и исключить трудоемкую алгебраизацию формул.

Таким образом, предложена расчетная схема и разрешающие уравнения для решения задачи определения параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при раскрытии наклонных трещин третьего типа.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баширов, Х.З. Построение расчетной схемы к определению деформаций растяжения бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций по наклонным сечениям [Текст] / Х.З. Баширов, А.А. Дородных, В.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Н.В. Усенко // Вестник гражданских инженеров. – СПбГАСУ. – 2012. – №3.
2. Казаков, Д.В. Специфика деформирования составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций [Текст] / Д.В. Казаков, В.И. Колчунов // Строительство и реконструкция. – Орел: Госуниверситет – УНПК, 2010. – №5(31). – С. 8-17.
3. Федоров, В.С. Предложения по развитию методики расчета по деформациям составных внецентренно сжатых элементов [Текст] / Х.З. Баширов, Д.В. Казаков // Строительство и реконструкция. – Орел: Госуниверситет – УНПК, 2012. – №2(40). – С. 85-88.
4. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). – Ч. II. – М.: ЦИТП, 1988. – 98с.
5. Мурашев, В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона [Текст] / В.И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 286с.
6. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона [Текст]: монография / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: АСВ, 2004. – 472 с.

Баширов Хамит Закирович

Московский институт инженеров транспорта, г. Москва
Кандидат технических наук
Тел.: +7 (4862) 76-03-72

Дородных Анна Алексеевна

Юго-Западный государственный университет, г. Курск
Преподаватель кафедры «Проектирование, строительство зданий и линейных сооружений»
Тел.: +7 (4862) 76-03-72

H.Z. BASHIROV, A.A. DORODNYH

**CALCULATION OF OF STRESS-STRAIN PARAMETERS
FOR CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES AT THE MOMENT
OF TANGENTIAL CRACK OPENING OF THE THIRD TYPE**

The paper presents the calculation scheme and equations for determination of the parameters of the stress-strain state of reinforced concrete composite structures during the opening tangential cracks of the third type. The paper reveals the physical definition of the equation, which determines the projection of a tangential crack of the third type with opening width approaching the maximum possible value. The proposed algorithm allows to minimize the laborious algebraization generally leading to a number of errors and saves engineering visibility of calculated parameters.

Keywords: *ferro-concrete compound designs; settlement scheme; inclined crack.*

BIBLIOGRAPHY

1. Bashirov, H.Z. Postroenie raschetnoj shemy k opredeleniju deformacij rastjazhenija betona dlja raschetno-trewnostjokosti zhelezobetonnyh konstrukcij po naklonnym sechenijam [Tekst] / H.Z. Bashirov, A.A. Dorodnyh, V.I. Kolchunov, I.A. Jakovenko, N.V. Usenko // Vestnik grazhdanskih inzhenerov. – SPbGASU. – 2012. – №3.
2. Kazakov, D.V. Specifika deformirovanija sostavnyh vnecentrenno szhatyh zhelezobetonnyh konstrukcij [Tekst] / D.V. Kazakov, V.I. Kolchunov // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – Orel: Gosuniversitet – UNPK, 2010. – №5(31). – S. 8-17.
3. Fedorov, V.S. Predlozhenija po razvitiju metodiki rascheta po deformacijam sostavnyh vnecentrenno szhatyh jelementov [Tekst] / H.Z. Bashirov, D.V. Kazakov // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – Orel: Gosuniversitet – UNPK, 2012. – №2(40). – S. 85-88.
4. Posobie po proektirovaniju predvaritel'no naprjazhennyh zhelezobetonnyh konstrukcij iz tjazhelyh i legkih betonov (k SNiP 2.03.01-84). – Ch. II. – M.: CИTП, 1988. – 98 s.
5. Murashev, V.I. Trewnostjokost', zhestkost' i prochnost' zhelezobetona [Tekst] / V.I. Murashev. – M.: Mashstrojizdat, 1950. – 286 s.
6. Bondarenko, V.M. Raschetnye modeli silovogo soprotivlenija zhelezobetona [Tekst]: monografija / V.M. Bondarenko, V.I. Kolchunov. – M.: ASV, 2004. – 472 c.

Bashirov Hamit Zakirovich

Moscow institute of engineers of transport, Moscow
Candidate of technical science
Ph.: +7 (4862) 76-03-72

Dorodnyh Anna Alekseevna

Southwest state university, Kursk
Teacher of department «Design, construction of buildings and linear constructions»
Ph.: +7 (4862) 76-03-72

БОНДАРЕНКО В.М., ИВАНОВ А.М., БАЙДИН О.В.,
ЦАРЕВА А.Д.

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ РАЗВИТИЯ ТЕОРИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Обосновывается открытие новых разделов теории железобетона.

Ключевые слова: теория железобетона; нелинейность.

Компоненты железобетона (стальная арматура и бетон) имеют неодинаковые механические характеристики силового сопротивления. Если для арматуры их принято считать инвариантными относительно знака, уровня и режима нагружения, деформирование признается линейным и равновесным. У бетона эти характеристики существенно зависят от факторов нагружения, т.е. они анизотропны, нелинейны и неравновесны. Указанное различие требует специфического учета условий и особенностей их совместной работы.

Другими словами, для стальной арматуры приемлема классическая форма уравнения силового сопротивления, а для бетона актуальны продолжение углубленного учета специфики его силового сопротивления и поиски новых решений задач теории железобетона.

Итак, у бетона полные силовые деформации состоят из частных деформаций, отличающихся друг от друга, прежде всего, связью с фактором времени. Это т.н. мгновенные, упруго-мгновенные и деформации быстронатекающей ползучести, следящие за нагружениями и вычисляемые по значениям напряжений в момент наблюдения, и т.н. запаздывающие, следующие за напряжениями, режимно накапливаемые во времени (ползучесть) [1]*.

Существенно, что качественно «нелинейность» частных деформаций количественно различна [1]. При этом непосредственный учет этого различия приводит для многих задач расчета конструкций и сооружений к труднопреодолимым препятствиям. Путь преодоления этих трудностей нашел Ю.Н. Работнов, введя квазилинейную форму записи для уравнений силового сопротивления, а С.В. Бондаренко реализовал эту идею для бетона, доказав, что замена полного уравнения его квазилинейной формой сохраняет не менее 97% точности решения [3].

Заметим, что современные регламентные документы и большинство исследователей пользуются этими записями уравнений силового сопротивления.

При этом подчеркнем, что рассматриваемые зависимости для силового сопротивления бетона относятся к неубывающему во времени нагружению сжатием.

При разгрузении материала (бетона) по Энгессеру-Ясинскому принимается линейная связь между напряжениями и деформациями.

Изложенное выше приводит для любого момента времени t_i к следующему уравнению силового сопротивления материала [3]:

$$\varepsilon(t_i) = \frac{\sigma(t_i)}{E_{ep.}(\sigma, t_i, t_0)}, \quad (1)$$

причем в большинстве случаев правомерно:

$$E_{ep.}(\sigma, t_i, t_0) = \frac{E_{ep.л.}(t_i, t_0)}{\bar{S}^0(\sigma)}, \quad (2)$$

$$\text{т.е. } \varepsilon(t_i) = \frac{\sigma(t) \bar{S}^0(\sigma)}{E_{ep.л.}(t_i, t_0)},$$

* Согласно Ю.А. Митропольскому применяется различие фактора времени: т.н. «медленное» время для влияния старения и аналогичных медленных процессов и «быстрое», режимное время для воздействий.

$$\text{где } \sigma(t)\bar{S}^0(\sigma) = S(\sigma, t), \quad (3)^*$$

$$\text{при } \sigma(t_{i+1}) \geq \sigma(t_i) \text{ и } \bar{S}^0 \geq 1. \quad (4)$$

Здесь $\varepsilon(t_i)$ – полные относительные деформации к моменту времени t_i ; $\sigma(t_i)$ – напряжения к моменту времени t_i ; $S(\sigma, t)$ – функция напряжений; $\bar{S}^0(\sigma)$ – функция нелинейности полных деформаций; $E_{\text{вр.}}(\sigma, t_i, t_0)$ – временный модуль деформации [1]; $E_{\text{вр.л.}}(t_i, t_0)$ – временный линейный модуль деформации (заметим, что $E_{\text{вр.л.}}$ может отражать сопутствующие воздействия типа виброползучести).

На этой основе возможно:

1. Построить диаграмму $\sigma - \varepsilon$ (напряжений – полных относительных деформаций) и, в целом, семейство аналогичных диаграмм (рис. 1) для разных t_i .

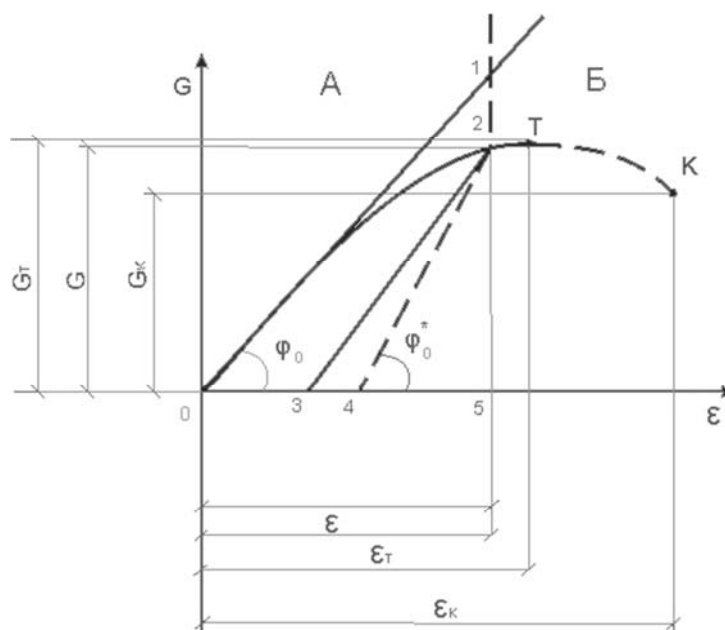


Рисунок 1 – Диаграмма $\sigma(t_i) - \varepsilon(t_i)$ – напряжений и полных относительных деформаций при сжатии – разгрузении[†]

Здесь T – экстремальная точка, точка «невозврата» (уравнения относятся только к восходящей ветви), область A относится к стадии устойчивого напряженно-деформированного состояния, точка T соответствует пределу прочности бетона; K – точка разрушения по нисходящей ветви (область B), возможной при стеснении деформирования или управлении деформированием; σ_1 – начальная модульная линия, временный линейный модуль деформации в t_i ; $2-3$ аналогичная модульная линия при разгрузке (при этом $\sigma_1 \parallel 2-3$ параллельны); $\varepsilon_{об}$ – обратимая часть полных относительных деформаций для исходного неповрежденного образца; $\varepsilon_{необ}$ – необратимая часть этой деформации; $\varepsilon_{об}^*$ – то же для поврежденного коррозией образца; $\varepsilon_{необ}^*$ – то же для поврежденного коррозией образца (знаки $*$ здесь и ниже – знак коррозионного повреждения).

* Вместо σ удобнее употреблять $\eta = \frac{\sigma(t_0)}{R(t_i)}$, где $R(t_i)$ – предел прочности бетона с учетом влияния

«медленного» времени.

† Для общности рассмотрения здесь и далее вводится дополнительно поврежденный коррозией бетон, причем конструкция считается полностью нагруженной.

При этом

$$\varphi_0 < \varphi_0^*; \varepsilon_{об} + \varepsilon_{необ} = \varepsilon; \varepsilon_{об}^* + \varepsilon_{необ}^* = \varepsilon \quad (5)$$

при $\varepsilon_{об} < \varepsilon_{об}^*; \varepsilon_{необ} < \varepsilon_{необ}^*; E_{вр.л.} < E_{вр.л.}^*$. (6)

Отметим, что коэффициент сохранения свойств бетона при коррозионных повреждениях $K^* = \frac{E_{вр.л.}^*}{E_{вр.л.}} = \frac{\varepsilon_{об}^*}{\varepsilon_{об}}$ и т.д. [4], а коэффициент обратимости деформаций при разгрузке:

$$K_{об} = \frac{\varepsilon_{об}}{\varepsilon} \text{ или } K_{об}^* = \frac{\varepsilon_{об}^*}{\varepsilon}, \text{ причем } K_{об}^* = K^* K_{об}. \quad (7)$$

2. Далее, работа, затраченная на силовое деформирование единичного объема бетонного образца равна площади фигуры 0 2 5, \vec{W} , потенциал отпорности (возможная работа при разгрузке); для неповрежденного коррозией образца \vec{W} равна площади фигуры 3 2 5, то же для поврежденного коррозией образца \vec{W}^* – площадь 4 2 5.

Отсюда потери энергии на цикле сжатие – разгрузка (площадь петли гистерезиса) ΔW .

$$\Delta W = \vec{W} - \vec{W}^*; \Delta^* W = \vec{W} - \vec{W}^* \text{ при } \Delta^* W > \Delta W \quad (8)$$

и коэффициент гистерезисного поглощения энергии:

$$\psi = \frac{\Delta W}{\vec{W}} = 1 - \frac{\vec{W}^*}{\vec{W}}; \psi^* = \frac{\Delta^* W}{\vec{W}} = 1 - \frac{\vec{W}^*}{\vec{W}} \text{ при } \psi^* > \psi \quad (9)$$

или по Е.С. Сорокину:

$$\psi_c = \frac{\Delta W}{\vec{W}} = \frac{\vec{W}}{\vec{W}} - 1; \psi_c^* = \frac{\Delta^* W}{\vec{W}^*} = \frac{\vec{W}}{\vec{W}^*} - 1 \text{ при } \psi_c^* > \psi_c. \quad (10)$$

Заметим, что экспериментально установлено наибольшие величины ψ_c колеблются для разных железобетонных конструкций в пределах 0,25-0,70.

Данные о потерях энергии при силовом деформировании конструкции и материалов и соответственно частичная необратимость деформаций при разгрузке позволили сформулировать и решить новые задачи, в частности, об оптимизации динамически нагруженных сооружений [5], об оценке устойчивости сжатых железобетонных стержней с учетом потери энергии [6], гашении динамических импульсов [7] и т.п.

3. Далее, установлено [1], что отсчет жесткости (и отпорность) поперечному деформированию железобетонных элементов должен производиться относительно центра тяжести приведенных поперечных сечений.

В общем случае центр тяжести приведенного поперечного сечения не лежит на нулевой оси напряжений (только в линейной постановке имеет место это совпадение). Положение этого центра тяжести может отсчитываться относительно любой избранной оси, например, относительно растянутой грани сечения [8]. Оно зависит от расположения, площади, временных модулей деформации частей (компонентов) сечения, т.е. от уровня действующих в них напряжений и режимов нагружения и состояния материала.

Поскольку уровень напряжений меняется в процессе нагружения, постольку в процессе нагружения меняется расположение центра тяжести. Более того, при изгибе изгибающие моменты и коррозионные повреждения меняются вдоль пролета, и соответственно меняется уровень напряжений, положение центра тяжести изменяется вдоль пролета, а также во времени [8].

Это приводит к тому, что линия центров тяжести не совпадает с линией прогибов и может иметь самое сложное, даже синусоидальное очертание [8]. При оценке характеристик частных сечений эти особенности могут быть усреднены, а прочность и трещиностойкость оценены количественно. Однако, применительно к другим задачам, например, задачам устойчивости еще предстоит найти решения.

Таким образом, выявлены новые фундаментальные вопросы, заслуживающие внимания при дальнейших разработках проблем теории железобетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко. – Харьков: Харьковский госуниверситет, 1968.
2. Бондаренко, С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции здания [Текст] / С.В. Бондаренко, Р.С. Санжаровский. – М.: Стройиздат, 1990.
3. Бондаренко, В.М. Об исходных посылках расчетных моделей бетона [Текст] / В.М. Бондаренко, Б.А. Ягупов, Р.Е. Мигаль // Вестник отделения строительных наук РААСН. – М., 2012. – №16.
4. Бондаренко, В.М. Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатируемых в агрессивной среде [Текст] / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2008. – №2.
5. Бондаренко, В.М. О назначении оптимальных поперечных сечений колеблющихся конструкций [Текст] / В.М. Бондаренко // Вестник академии строительства и архитектуры УССР. – Киев. – 1959. – №4.
6. Бондаренко, В.М. Учет энергетической и коррозионной диссипации силового сопротивления при оценке устойчивости строительных конструкций [Текст] / В.М. Бондаренко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – №9.
7. Бондаренко, В.М. Диссипация энергии при силовом деформировании как фактор повышения живучести сооружений [Текст] / В.М. Бондаренко. – М.: РААСН. – 2002. – №4.
8. Царева, А.Д. Некоторые вопросы диссипации силового сопротивления деформированного эксплуатируемого железобетона [Текст] / А.Д. Царева, О.В. Байдин, А.М. Иванов, В.М. Бондаренко // Строительная механика и расчет сооружений. – М., 2012. – №6.

Бондаренко В.М.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор
Тел.: +7 (495) 678-32-05

Иванов А.М.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Доктор технических наук

Байдин О.В.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Кандидат технических наук, докторант

Царева А.Д.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Аспирант

V.M. BONDARENKO, A.M. IVANOV, O.V. BAJDIN, A.D. TSAREVA

**SOME ISSUES OF REINFORCED CONCRETE THEORY
DEVELOPMENT**

Opening of new sections of the theory of reinforced concrete locates.

Keywords: reinforced concrete theory; nonlinearity.

BIBLIOGRAPHY

1. Bondarenko, V.M. Nekotorye voprosy nelinejnoj teorii zhelezobetona [Tekst] / V.M. Bondarenko. – Har'kov: Har'kovskij gosuniversitet, 1968.
2. Bondarenko, S.V. Usilenie zhelezobetonnyh konstrukcij pri rekonstrukcii zdaniija [Tekst] / S.V. Bondarenko, R.S. Sanzharovskij. – M.: Strojizdat, 1990.
3. Bondarenko, V.M. Ob ishodnyh posylkah raschetnyh modelej betona [Tekst] / V.M. Bondarenko, B.A. Jagupov, R.E. Migal' // Vestnik otdelenija stroitel'nyh nauk RAASN. – M., 2012. – №16.

4. Bondarenko, V.M. Fenomenologija kinetiki povrezhdenij betona zhelezobetonnyh konstrukcij, jekspluatiruemyh v agressivnoj srede [Tekst] / V.M. Bondarenko // Beton i zhelezobeton. – 2008. – №2.
5. Bondarenko, V.M. O naznachenii optimal'nyh poperechnykh sechenij kolebljuvishsja konstrukcij [Tekst] / V.M. Bondarenko // Vestnik akademii stroitel'stva i arhitektury USSR. – Kiev. – 1959. – №4.
6. Bondarenko, V.M. Uchet jenergeticheskoj i korrozionnoj dissipacii silovogo soprotivlenija pri ocenke ustojchivosti stroitel'nyh konstrukcij [Tekst] / V.M. Bondarenko // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2011. – №9.
7. Bondarenko, V.M. Dissipacija jenergii pri silovom deformirovanii kak faktor povyshenija zhivuchesti sooruzhenij [Tekst] / V.M. Bondarenko. – M.: RAASN. – 2002. – №4.
8. Careva, A.D. Nekotorye voprosy dissipacii silovogo soprotivlenija deformirovannogo jekspluatiruemogo zhelezobetona [Tekst] / A.D. Careva, O.V. Bajdin, A.M. Ivanov, V.M. Bondarenko // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – M., 2012. – №6.

Bondarenko V.M.

Moscow state academy of municipal services and construction, Moscow
Academician RAABS, doctor of technical science, professor
Ph.: +7 (495) 678-32-05

Ivanov A.M.

Moscow state academy of municipal services and construction, Moscow
Doctor of technical science

Baydin O.V.

Moscow state academy of municipal services and construction, Moscow
Candidate of technical science

Tsareva A.D.

Moscow state academy of municipal services and construction, Moscow
Graduate student

ГВОЗКОВ П.А., КАЛАШНИКОВ М.О., КАЛАШНИКОВА О.В.,
КУЗИН В.В.

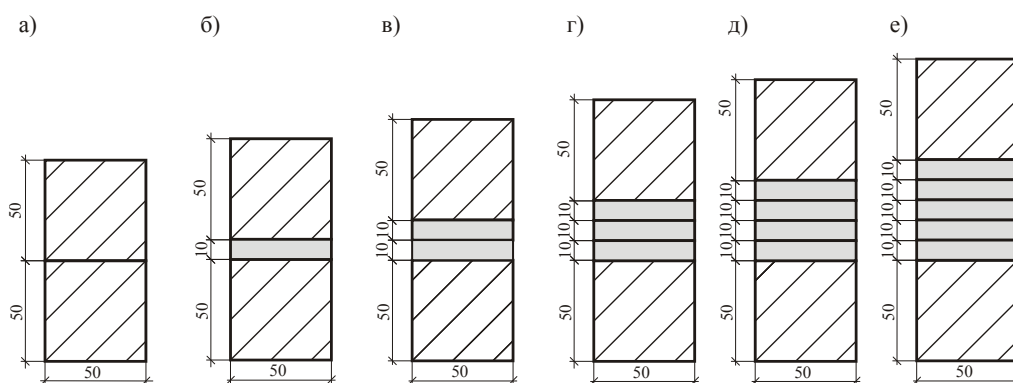
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДВУХСЛОЙНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК С ПЕРЕМЕННЫМИ ЖЕСТКОСТЬЮ И ТОЛЩИНОЙ СОЕДИНИТЕЛЬНОГО ШВА

В статье рассматривается методика исследования работы составных деревянных балок с прокладками с помощью статического и вибрационного метода. При проведении экспериментов количество прокладок между слоями балок изменялось по длине и соответствовало количеству установленных нагелей. Толщина соединительного шва изменялась ступенчато по высоте. Результаты проведенных экспериментов показали, что максимальный прогиб балок и основная частота колебаний составных балок изменялись вполне предсказуемо: прогиб увеличивался с ростом нагрузки, а основная частота колебаний уменьшалась. Однако поведение максимального прогиба в зависимости от количества прокладок и количества нагелей оказалось неоднозначным, что объясняется сложным изменением в противоположных направлениях жесткости шва и момента сопротивления составного сечения.

Ключевые слова: составные балки; максимальный прогиб; основная частота колебаний; жесткость соединительного шва; статический и вибрационный методы исследования.

В строительных конструкциях широко применяются составные стержни, выполняемые из металла, железобетона и дерева. Отдельные элементы составного стержня соединяются между собой связями, которые могут быть распределены непрерывно по длине стержня или быть сосредоточены в отдельных сечениях. При исследовании работы составных балок основным является вопрос о степени совместной работе их элементов. При этом необходимо учитывать тип связей, их количество и порядок расположения по длине стержня, а также жесткость шва между слоями. Все перечисленное влияет на напряженно-деформированное состояние и несущую способность составной конструкции.

В настоящей статье для определения жесткости составных балок и жесткости соединительного шва с переменными параметрами по количеству нагелей и высоте шва использовались метод их статического нагружения и вибрационный метод.



*а – без прокладок; б – одна прокладка; в – две прокладки; г – три прокладки;
д – четыре прокладки; е – пять прокладок*

Рисунок 1 – Сечение составных балок

Для экспериментальных исследований были изготовлены составные балки пролетом 2,9 м, состоящие из двух брусков 50×50 мм. Жесткость шва изменялась путем постановки деревянных прокладок толщиной 10 мм (рис. 1) и постепенным добавлением числа нагелей, в качестве которых использовались стальные шпильки диаметром 4 мм.

Сначала проводились испытания двухслойной балки без прокладок, закрепленной на опорах по схеме шарнирного опирания, затем вставлялись одна прокладка в местах постановки нагелей и так далее до пяти прокладок. При фиксированном значении толщины шва при испытаниях изменялось количество нагелей от 3 до 17, которые расставлялись симметрично относительно середины балки (рис. 2).



Рисунок 2 – Испытание на статическую нагрузку составной балки с пятью нагелями и пятью прокладками

Статические испытания проводились путем нагружения балки тарированными стальными грузами в шести точках тремя ступенями. Величина каждой ступени составляла 82,7 Н/м; максимальная статическая нагрузка на балку, приведенная к равномерно распределенной, составила 248 Н/м. На каждой ступени нагружения определялись максимальные прогибы балки при помощи прогибомера марки ПАО-6 с точностью 0,01 мм.

При проведении вибрационных испытаний возбуждение свободных колебаний проводилось с помощью механического удара, а амплитудно-частотные характеристики определялись с помощью виброанализатора «Вибран 2.0» (рис. 3).



Рисунок 3 – Установка для испытания балок

По результатам исследования построены графики изменения максимальных прогибов и круговой частоты основного тона собственных колебаний балок в зависимости от величины приложенной нагрузки (рис. 4, 5). По оси ординат откладывались круговая частота и максимальный прогиб конструкции, а по оси абсцисс – значение распределенной нагрузки, приложенной к балке на каждом этапе испытания.

Анализ графиков, приведенных на рисунке 4, показывает, что при одинаковой нагрузке с ростом числа нагелей максимальный прогиб уменьшается практически по линейной зависимости, что свидетельствует об упругой работе балки. Из этих же графиков видно, что с ростом числа прокладок (толщины соединительного шва) при одинаковой нагрузке максимальный прогиб уменьшается.

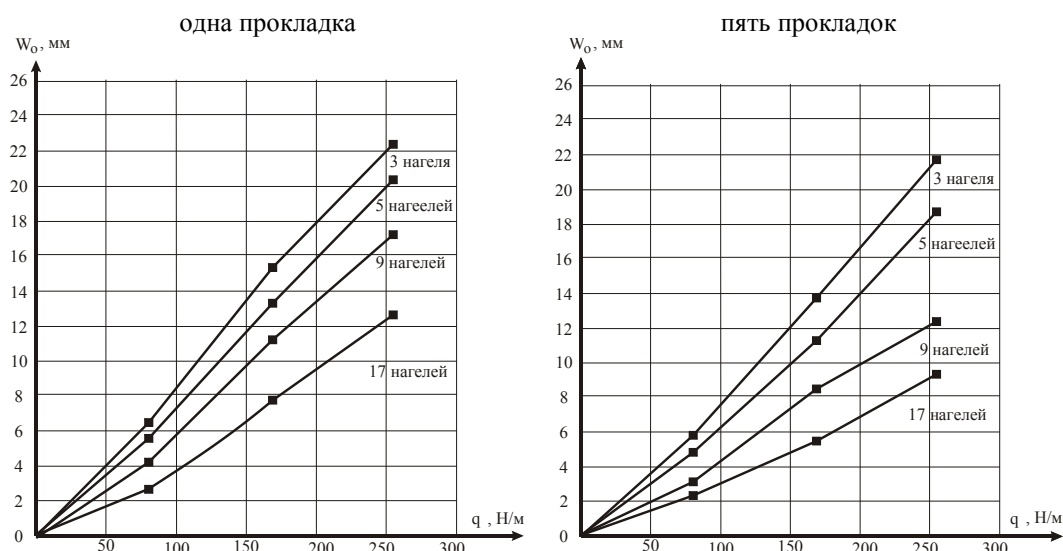


Рисунок 4 – Зависимости $W_0 - q$ для составной балки с одной и пятью прокладками и разным количеством нагелей

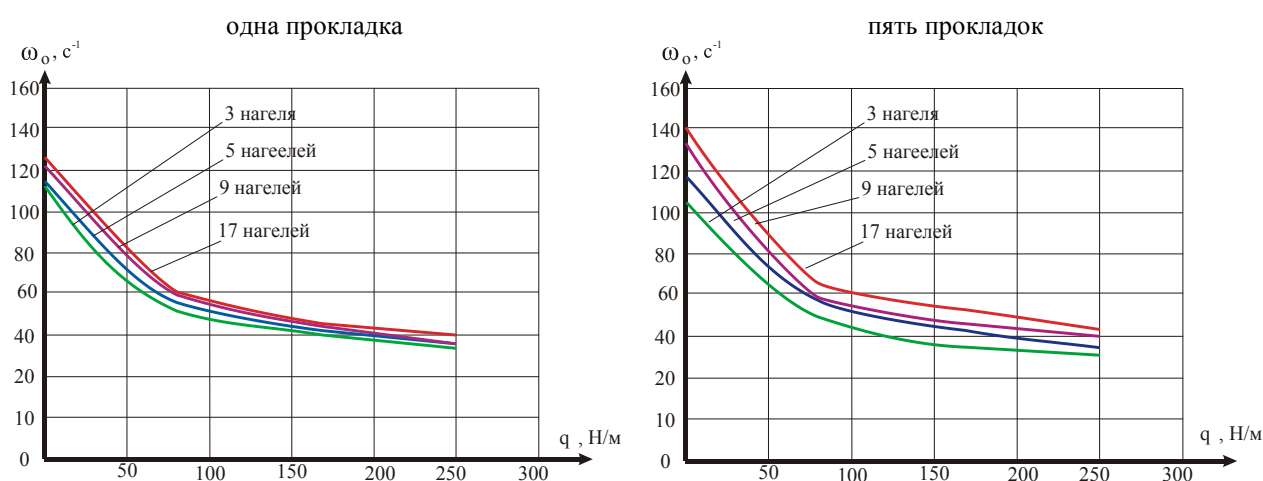


Рисунок 5 – Зависимости $\omega_0 - q$ для составной балки с одной и пятью прокладками и разным количеством нагелей

Анализ графиков, приведенных на рисунке 5, показывает, что при одинаковой нагрузке с ростом числа нагелей основная частота колебаний составных балок увеличивается; с ростом числа прокладок (толщины соединительного шва) при одинаковой нагрузке основная частота колебаний также увеличивается.

На рисунке 6 представлены графики зависимостей максимального прогиба двухслойной деревянной балки от количества регулярно поставленных нагелей и количества прокладок между слоями при нагрузке $q = 248$ кН/м. Анализ графиков показывает, что приведенные зависимости изменяются неоднозначно. С ростом количества нагелей максимальный прогиб при любом числе прокладок уменьшается, однако кривые для разного количества прокладок пересекаются. С ростом количества нагелей при фиксированном значении числа прокладок максимальный прогиб уменьшается, однако при увеличении числа прокладок от 0 до 5 кривые $w_0 - n$ изменяются волнообразно, причем прогибы резко снижаются при изменении числа прокладок от 4 до 5.

Такое неоднозначное поведение рассматриваемых кривых объясняется следующими противоречивыми обстоятельствами. С ростом числа прокладок растет момент сопротивления сечения составной балки, что приводит к снижению максимального прогиба при прочих одинаковых условиях. В то же время с ростом высоты соединительного шва снижается коэффициент жесткости составной балки, что приводит к увеличению ее прогиба. Накладываясь друг

на друга, эти факторы обуславливают неоднозначное поведение контролируемого параметра – максимального прогиба балки.

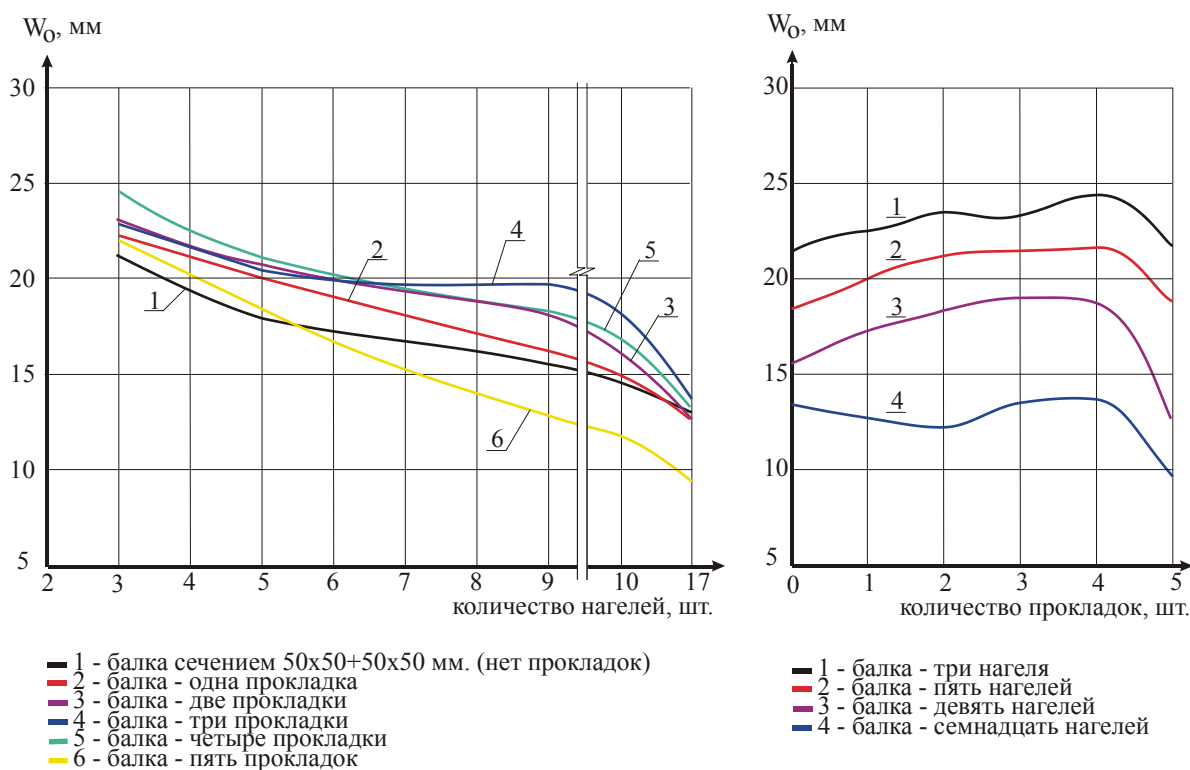


Рисунок 6 – Графики зависимостей максимальных прогибов W_0 от количества нагелей и прокладок между слоями

Для выявления более четкой функциональной связи максимального прогиба составной балки от высоты шва и количества нагелей следует организовать проведение дополнительных экспериментов с построением экспериментальной двухпараметрической зависимости и ее тщательным анализом.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Коробко, В.И. Анализ работы дерево-металлической составной балки при статических и динамических нагрузках [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: Материалы Международных академических чтений. – Курск: КГТУ, 2005. – С. 84-88.
2. Коробко, В.И. Вибрационный контроль деревометаллических составных балок [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков // Неразрушающий контроль и техническая диагностика в промышленности: Тезисы 4-ой Международной выставки и конференции. – Москва, 2005. – С. 52.
3. Турков, А.В. Анализ работы составной балки при усилении строительных конструкций [Текст] / А.В. Турков, П.А. Гвозков // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ, 2007. – №1. – С. 26-28.

Гвозков Павел Александрович

Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс, г. Орел
 Кандидат технических наук, доцент кафедры «Архитектура»
 Тел.: +7 (4862) 73-43-95
 E-mail: center_epb@mail.ru

Калашников Михаил Олегович

Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс, г. Орел
 Кандидат технических наук, ассистент кафедры «Строительные конструкции и материалы»
 Тел.: +7 (4862) 73-43-95
 E-mail: center_epb@mail.ru

Калашникова Ольга Владимировна

Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс, г. Орел
Аспирант кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-95
E-mail: center_epb@mail.ru

Кузин Виталий Владимирович

Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс, г. Орел
Магистр техники и технологии по направлению «Строительство»
E-mail: center_epb@mail.ru

P.A. GVOZKOV, M.O. KALASHNIKOV, O.V. KALASHNIKOVA, V.V. KUZIN

**EXPERIMENTAL STUDIES BILAYER WOODEN BEAMS
WITH VARIABLE STIFFNESS AND THICKNESS
OF THE CONNECTING SEAM**

In article the technique of research of work of compound wooden beams with laying by means of a static and vibrating method is considered. At carrying out experiments the number of laying between layers of beams changed on length and corresponded to quantity established to the nagely. The thickness of a connecting seam changed in steps on height. Results of the carried-out experiments showed that the maximum deflection of beams and the main frequency of fluctuations of compound beams changed is quite predictable: the deflection increased with loading growth, and the main frequency of fluctuations decreased. However the behavior of the maximum deflection depending on number of laying and quantity nagely appeared ambiguous that speaks difficult change in opposite directions of rigidity of a seam and the moment of resistance of compound section.

Keywords: *compound beams; maximum deflection; main frequency of fluctuations; rigidity of a connecting seam; static and vibrating methods research.*

BIBLIOGRAPHY

1. Korobko, V.I. Analiz raboty derevo-metallicheskoj sostavnoj balki pri staticheskikh i dinamicheskikh nagruzkah [Tekst] / V.I. Korobko, A.V. Turkov, P.A. Gvozkov // Bezopasnost' stroitel'nogo fonda Rossii. Problemy i reshenija: Materialy Mezhdunarodnyh akademicheskikh chtenij. – Kursk: KGTU, 2005. – S. 84-88.
2. Korobko, V.I. Vibracionnyj kontrol' derevometallicheskih sostavnyh balok [Tekst] / V.I. Korobko, A.V. Turkov, P.A. Gvozkov // Nerazrushajuwij kontrol' i tehnickaja diagnostika v promyshlennosti: Tezisy 4-oj Mezhdunarodnoj vystavki i konferencii. – Moskva, 2005. – S. 52.
3. Turkov, A.V. Analiz raboty sostavnoj balki pri usilenii stroitel'nyh konstrukcij [Tekst] / A.V. Turkov, P.A. Gvozkov // Izvestija OrelGTU. Serija «Stroitel'stvo. Trasport». – Orel: OrelGTU, 2007. – №1. – S. 26-28.

Gvozkov Pavel Aleksandrovich

State university – educational-science-production complex, Orel
Candidate of technical sciences, senior lecturer of department «Architecture»
Ph.: +7 (4862) 73-43-95

Kalashnikov Michail Olegovich

State university – educational-science-production complex, Orel
Candidate of technical sciences
Ph.: +7 (4862) 73-43-95

Kalashnikova Olga Vladimirovna

State university – educational-science-production complex, Orel
Post-graduate student of department «Building designs and materials»
Ph.: +7 (4862) 73-43-95

Kuzin Vitaly Vladimirovich

State university – educational-science-production complex, Orel
Student of a magistracy

ДЕРКАЧ В.Н., ОРЛОВИЧ Р.Б.

МЕТОДЫ ПОВЫШЕНИЯ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ КАМЕННЫХ ПЕРЕГОРОДОК, ВОЗВОДИМЫХ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЯХ

В статье указаны основные причины трещинообразования в каменных перегородках современных зданий, возводимых на гибких дисках перекрытия. Выполнен анализ нормативных документов, регламентирующих предельные значения прогибов дисков перекрытий, на которые установлены перегородки. Приведены конструктивные мероприятия, позволяющие повысить трещиностойкость каменных перегородок, виды сеток для армирования горизонтальных швов кладки, даны предложения по рациональному размещению сеток поверхностного армирования перегородок. Показано, что выбору конкретного конструктивного мероприятия должны предшествовать не только технико-экономический анализ, но и соответствующие обоснования расчетного или экспериментального характера.

Ключевые слова: перегородки; диски перекрытий; прогибы; главные напряжения; трещиностойкость.

В настоящее время в практике строительства широкое распространение получили здания с железобетонным каркасом и каменные здания с большим (до 9 м) шагом несущих поперечных стен. Внутренние перегородки в этих зданиях выполняются из кирпича, газосиликатных или гипсобетонных блоков, наружные самонесущие стены из газосиликата или по технологии слоистой кладки.

Сроки строительства современных зданий значительно сократились, вследствие чего стеновое заполнение каркасов и возведение внутренних перегородок выполняется в условиях, когда возможны значительные деформации ползучести железобетонных элементов здания и неравномерные осадки конструкций. При этом в перегородках, установленных на плитах пустотного настила пролетом более 6 м и монолитных перекрытиях каркасных зданий при шаге колонн более 5 м, зачастую возникают трещины, обусловленные прогибом перекрытий. Это является одной из причин, по которой при проектировании каркасных зданий все чаще стали применяться ячейки перекрытий размером 3...4,5 м, что существенно ограничивает возможности архитектурно-планировочных решений.

Перегородки устанавливаются на несущие элементы перекрытия на слой раствора или упругие прокладки. После возведения перегородок на перекрытии укладываются слои акустической изоляции, стяжки, чистового пола, выполняется отделка перегородок. Приращение постоянной и временной длительной нагрузки после выполнения указанных работ составит 20...25% от ее полного значения (80...75% от суммарной величины постоянной и временной длительной нагрузок составляет собственный вес перекрытия и перегородок). С учетом ползучести бетона можно предположить, что прогиб перекрытия после возведения перегородок достигнет 30...40% от общего прогиба, вызванного действием постоянной и временной длительной нагрузок, включающей собственный вес перекрытия. Принимая во внимание указанное обстоятельство и требования норм [1] применительно к плитам пролетом более 6 м, допустимое приращение прогиба может составить около 15 мм. Наиболее подвержены растрескиванию при прогибах перекрытий перегородки, имеющие дверные проемы. Как правило, в углах проема возникают наклонные или горизонтальные трещины. Характер трещин зависит от соотношения высоты перегородки к ее длине и месте расположения проема, степени перфорации перегородки, качества перевязки кладки перегородки с кладкой примыкающих стен, прочностных и деформативных характеристик кладки. Ремонт перегородок с заделкой трещин полимерными ремонтными составами в соответствии с типовыми технологическими картами не дает положительных результатов и через определенное время трещины появляются вновь.

Снизить риск возникновения трещин в перегородках можно, ограничив прогиб перекрытий таким образом, чтобы он соответствовал предельно допустимым прогибам перегородок. В зависимости от материала перегородки граничная величина прогиба перекрытия по данным [2] находится в пределах $1/4000 \dots 1/10000$ пролета. Изготовить столь жесткое перекрытие технически сложно и невыгодно с экономической точки зрения, поэтому для снижения приращения прогибов несущих конструкций после возведения перегородок рекомендуется применять соответствующие конструктивные схемы перекрытий (уменьшение пролетных изгибающих моментов путем создания неразрезности конструкций, применение преднапряжения в построечных условиях в монолитных перекрытиях и т.п.). В американских нормах [3] для рассматриваемого случая относительный прогиб перекрытия ограничивается величиной $L/600$, а в Еврокоде 2 [4] его значение не должно превышать $L/500$. Необходимо отметить, что указанные граничные значения относительных прогибов были получены в 60-х годах прошлого века на основании обследований конструкций построенных зданий и до сих пор не имеют удовлетворительного расчетно-экспериментального обоснования.

Для обеспечения требований нормативных документов по ограничению прогибов перекрытий при отсутствии дверных проемов в перегородке перекрытие иногда усиливается сверху утолщением в виде ребра, на котором монтируется перегородка, а при наличии дверных проемов указанное усиление выполняется снизу перекрытия над перегородкой.

Если обеспечить совместную работу перегородок и перекрытий путем ограничения прогиба последних не удастся, следует использовать конструктивные решения, повышающие трещиностойкость перегородок. Их выбор зависит от целого ряда факторов, таких как вид каменной кладки, наличия и расположения дверных проемов, технологических возможностей подрядчика и т.п. Ниже приводится описание уже применяемых в зарубежной и отечественной практике, а также разрабатываемых авторами способов повышения трещиностойкости внутренних самонесущих каменных перегородок. Следует подчеркнуть что, выбору конкретного способа должны предшествовать не только технико-экономический анализ, но и соответствующие обоснования расчетного, а иногда и экспериментального характера. В противном случае вместо ожидаемого эффекта можно получить дополнительные затраты на ремонтно-восстановительные работы.

Как показывает практика и экспериментально-теоретические исследования [2, 6, 7], при прогибе перекрытия происходит раскрытия шва между ним и перегородкой, в результате чего последняя начинает работать как балка-стенка, опертая по концам и нагруженная собственным весом. В результате в коротких перегородках наблюдается арочный эффект с появлением косых трещин, в то же время в длинных перегородках доминирует изгибающий момент, вызывающий появление вертикальных либо горизонтальных трещин. Морфология трещинообразования усложняется при наличии дверных проемов. В связи с этим можно выделить следующие способы повышения трещиностойкости перегородок:

- снижение их сдвиговой жесткости;
- изменение расчетной схемы на прогнутом перекрытии;
- применение внутреннего армирования, в том числе и преднапряженного;
- применение поверхностного армирования.

Уменьшение сдвиговой жесткости может быть эффективным для коротких перегородок $L/H \leq 2$. При их возведении на швах с обычной толщиной это достигается путем применения мягких (пластичных) растворов, например, известковых либо гипсовых. При кладке на тонких швах вместо клеящего раствора может применяться соединение каменных блоков с помощью заливочного пенополиуретана. Такое решение в последнее время получает распространение в зарубежной практике (рис. 1).

Схему работы перегородки можно изменить двумя способами. После набора прочности каменной кладки в середине длины перегородки между ее низом и перекрытием забиваются клинья на толщину ожидаемого дополнительного прогиба перекрытия, а образовавшийся зазор заполняется прочным раствором. При этом в случае применения газосиликатных блоков либо других малопрочных камней следует считаться с их возможным локальным повреждени-

ем. Эффект перераспределения усилий в перегородке можно достичь путем ее возведения на неравномерно деформируемом основании: в средней части на растворе толщиной, равной ожидаемому прогибу перекрытия, а на концевых участках – на податливой прокладке такой же толщины, выполненной, например, из пенополистирола. В этом случае во время деформирования перекрытия податливая прокладка будет обжиматься под собственным весом перегородки, благодаря чему опорное реактивное давление между перекрытием и перегородкой будет выравниваться по длине последней. Иногда, может оказаться приемлемым «известный старый» способ перераспределения усилий между перегородкой и перекрытием: предварительным изгибом последнего (до возведения перегородки) с помощью балласта либо расклинивающей распорки, установленной в середине пролета между нижним и верхним перекрытиями.



Рисунок 1 – Использование заливочного полиуретана в качестве податливых горизонтальных растворных швов

Существенное повышение трещиностойкости перегородок достигается путем их армирования в горизонтальных растворных швах. При тонких растворных швах в этих целях в зарубежной практике широко применяются армирующие сетки из непересекающихся проволок или из перфорированных стальных листов (рис. 2). Проволочные сетки могут быть сварными или плетеными (рис. 2, а-в). Из тонких стальных листов изготавливаются просечно-вытяжные сетки (рис. 2, г).

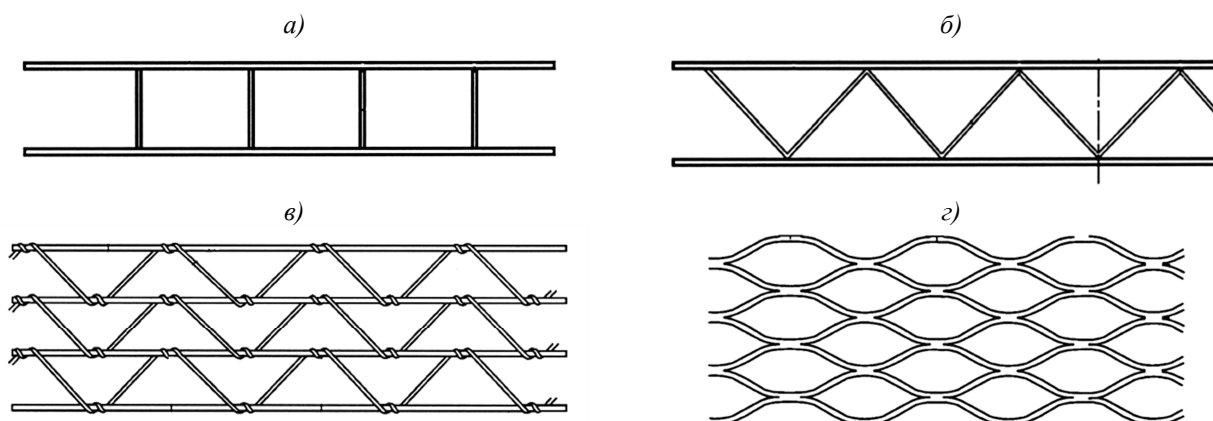


Рисунок 2 – Виды стальных сеток, применяемых для армирования горизонтальных растворных швов: а – сварная типа «лесенка»; б – сварная зигзагообразная; в – плетеная; г – просечно-вытяжная

В настоящее время за рубежом ведутся обширные экспериментально-теоретические работы по применению для армирования горизонтальных швов каменных кладок различного типа стальных сеток с малыми диаметрами стержней (до 1,5 мм) и размером ячеек от 12×12 мм до 50×50 мм. Исследования показали, что эффект увеличения несущей способности

конструкции при армировании указанными сетками был значительно более высоким, чем при традиционном армировании.

Кроме стальных сеток за рубежом широкое распространение получило неметаллическое армирование горизонтальных растворных швов изделиями из высокопрочных стеклянных или углеродных волокон, поставляемых в виде сеток или матов (рис. 3, а). Применяется также неметаллическое армирование сетками, форма и размеры которых соответствуют металлическим сеткам, показанным на рисунке 2 (рис. 3, б) [8]. Армирование может быть преднапряженным, хотя его реализация связана с определенными технологическими трудностями.

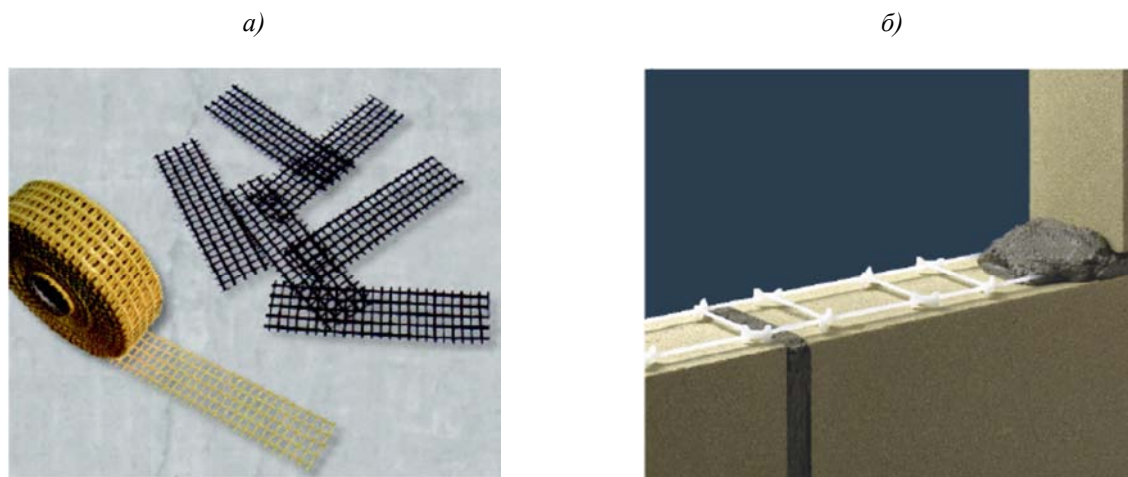


Рисунок 3 – Примеры неметаллического армирования горизонтальных швов каменной кладки: а – сетки из стеклянных и углеродных волокон; б – полимерная сетка типа «лесенка»

Сетки из композиционных материалов обычно укладываются в тонкие горизонтальные растворные швы. Армированию подлежат нижние участки стены, а необходимое сечение арматуры определяется из выражения:

$$A_s = \frac{qL^2}{8Zf_s} \quad , \quad (1)$$

где q – вес погонного метра стены; L – длина стены; $Z = 0,85h \leq 0,6L$ – условная высота сжатой зоны стены высотой h ; f_s – прочность арматуры.

При наличии дверных проемов может быть использован способ усиления перегородки, показанный на рисунке 4 [5]. Элемент усиления, представляющий собой стальную полосу сечением 3×20 мм с приваренными по краям анкерными пластинами, укладывается на основание перегородки в месте устройства дверного проема, после чего выполняется кладка.

Заслуживает внимания применяемый за рубежом способ вертикального предварительно напряженного армирования перегородок. Благодаря обжатую кирпичной кладки перпендикулярно горизонтальным растворным швам существенно повышается ее прочность на сдвиг.

Интересным и перспективным является поверхностное армирование перегородок, которое может осуществляться как во время их возведения, так и при выполнении ремонтных работ, связанных с устранением образовавшихся трещин. С этой целью в зарубежной практике применяются так называемые армированные обои. Последние с внешней стороны как и обычные обои имеют цветное покрытие, а с внутренней сетку из стекловолокна или арамидных волокон. Обои наклеиваются на перегородки с помощью специального клея, обеспечивающего надежное сцепление сетки с каменной кладкой.

Более рациональным может быть локальное армирование кладки сетками из композиционных материалов в местах ожидаемого образования трещин. Учитывая относительно высокую стоимость такой технологии, авторами настоящей статьи ведутся исследования по рациональному размещению сеток в зависимости от вида напряженно-деформированного состояния перегородок и морфологии ожидаемых трещин. Согласно этому принципу, армирующие

сетки должны размещаться так, чтобы направляющие их волокон по возможности совпадали с траекторией главных растягивающих напряжений, которые устанавливаются расчетным путем. По результатам численного анализа перегородки при прогибе диска перекрытия разработана схема размещения арматурных сеток, приведенная на рисунке 5.

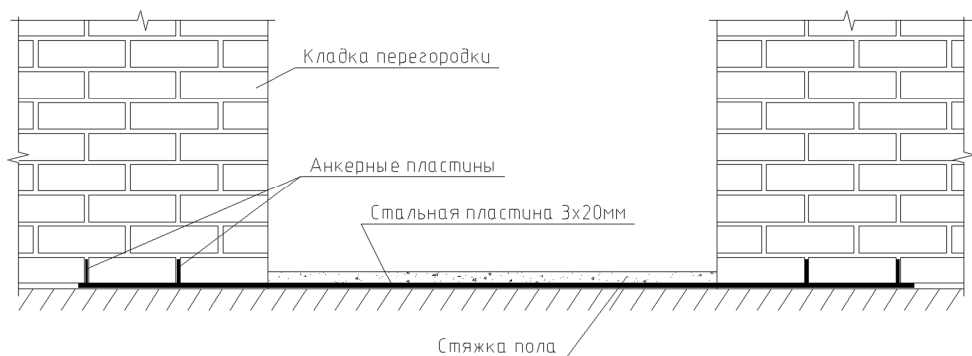


Рисунок 4 – Усиление перегородки с дверным проемом

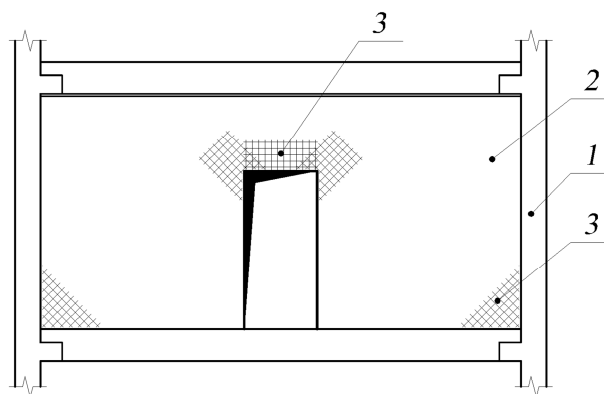


Рисунок 5 – Схема размещения армирующих сеток
(1 – железобетонный каркас; 2 – перегородка; 3 – армирующие сетки)

В заключении необходимо отметить, что только правильное конструирование перегородок из штучных кладочных элементов позволит обеспечить их безаварийную эксплуатацию при установке на гибких дисках перекрытий. Выбор конкретного технического решения перегородок должен осуществляться на основании технико-экономического анализа, и соответствующего расчетного, а иногда и экспериментального обоснования.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия [Текст] / Госстрой СССР – М: ЦНИИОМТ Госстроя СССР, 1985. – 34 с.
2. Drobic L., Kubica J. Zapobieganie zarysowaniom scian murowych opartych na stropach zelbetowych // Materiały budowlane. – 2006. – №404. – S. 21-23.
3. ACI-530-92 / ASCE 5-92 / TMS 420-92: Building Code Requirements for Masonry Structures. Masonry Standards Joint Committee. ACI Detroit, ASCE New York, TMS Bulder, 1992.
4. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. – 191 p.
5. Kania T. Zbrojenie progoowe-nowa metoda zapobiegania pekaniu scian dzialowych w strefie otworu drzwiowego // Awarie budowlane: XXI Konferencja Naukowo-Techniczna. – Szczecin-Międzyzdroje: 2009. – S. 651-658.
6. Orłowicz R, Kidracki J. Analiza przyczyn zarysowania scian murowych w strefie otworow: Temat badawczy №8010.214. – Olsztyn: Academia Rolniczo-Techniczna, 1996. – 167 s.
7. Деркач, В.Н. О морфологии трещин, возникающих во внутренних перегородках современных зданий [Текст] / В.Н. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – Строительство и архитектура. – 2010. – №1. – С. 43-46.
8. Kubica J. Murowe konsrukcje zbrojone – podstawy projektowania // XXVI Ogólnopolskie warsztaty Pracy projektanta konstrukcji. – Szczyrk, 2011. – S. 49-90.

Деркач Валерий Николаевич

Филиал Республиканского унитарного предприятия «Институт БелНИИС»
«Научно-технический центр», Республика Беларусь, г. Брест
Кандидат технических наук
Тел.: +375 (162) 41-19-61
E-mail: v-derkach@yandex.ru

Орлович Роман Болеславович

Западно-Померанский технологический университет, Республика Польша, г. Щецин
Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные конструкции»
E-mail: orlowicz@mail.ru

V.N. DERKACH, R.B. ORLOVICH

**THE METHODS OF INCREASING CRACK GROWTH
RESISTANCE OF MASONRY WALLS, CONSTRUCTED
ON REINFORCED CONCRETE FLOOR**

The paper identifies the main causes of cracking in masonry partitions of modern buildings that are installed on floppy disks overlap. The analysis of the regulations governing the limits deflection drive slabs, which are installed on the walls. Given constructive activities that improve growth resistance of stone walls, types of nets for reinforcement of horizontal masonry joints are given suggestions for rational distribution of the surface mesh reinforcement walls. It is shown that the choice of specific constructive measures should be preceded by not only the technical and economic analysis, but relevant studies calculated or experimental nature.

Keywords: walls; floors; crack; deflections; principal stresses; growth resistance.

BIBLIOGRAPHY

1. SNiP 2.01.07-85* Nagruzki i vozdejstviya [Tekst] / Gosstroj SSSR – M: CNIOMT Gosstroja SSSR, 1985. – 34 s.
2. Drobiec L., Kubica J. Zapobieganie zarysowaniom scian murowych opartych na stropach zelbetowych // Materialy budowlane. – 2006. – №404. – S. 21-23.
3. ACI-530-92 / ASCE 5-92 / TMS 420-92: Building Code Requirements for Masonry Structures. Masonry Standards Joint Committee. ACI Detroit, ASCE New York, TMS Bulder, 1992.
4. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. – 191 p.
5. Kania T. Zbrojenie progoowe-nowa metoda zapobiegania pekaniu scian dzialowych w strefie otworu drzwiowego // Awarie budowlane: XXI Konferencja Naukowo-Techniczna. – Szczecin-Międzyzdroje: 2009. – S. 651-658.
6. Orlowicz R, Kidracki J. Analiza przyczyn zarysowania scian murowych w strefie otworow: Temat badawczy №8010.214. – Olsztyn: Academia Rolniczo-Techniczna, 1996. – 167 s.
7. Derkach, V.N. O morfologii trewin, vznikajuwih vo vnutrennih peregorodkah sovremennyh zdaniy [Tekst] / V.N. Derkach // Vestnik Brestskogo gosudarstvennogo tehniceskogo universiteta. – Stroitel'stvo i arhitektura. – 2010. – №1. – S. 43-46.
8. Kubica J. Murowe konsrukcje zbrojone – podstawy projektowania // XXVI Ogolnopolskie warsztaty Pracy proektanta konstrukcji. – Szczyrk, 2011. – S. 49-90.

Derkach Valery Nikolaevich

Branch of Republican unitary enterprise «Institute BelSRIB»
«Scientific and technical center», Republic Belarus, Brest
Candidate of technical science
Ph.: +375 (162) 41-19-61
E-mail: v-derkach@yandex.ru

Orlovich Roman Boleslavovich

West Pomeranian technological university, Republic Poland, Szczecin
Doctor of technical science, professor, head of department «Building designs»
E-mail: orlowicz@mail.ru

ВЛИЯНИЕ ГЕОМЕТРИИ РЕШЕТКИ ФЕРМ С ПАРАЛЛЕЛЬНЫМИ ПОЯСАМИ НА ЕЕ ЖЕСТКОСТЬ

На примере шарнирно опертых по концам ферм с параллельными поясами и регулярной решеткой исследуется влияние их высоты и длины панели на жесткость решетки. Показано, что геометрическая структура решетки ферм существенно влияет на ее жесткость; наибольшей жесткостью обладают фермы с симметрично расположенными восходящими от опор раскосами. Выявлен ряд закономерностей поведения коэффициента жесткости решетки при изменении высоты ферм и длины панели. Даны рекомендации по конструированию составных балок и повышению жесткости их горизонтального шва.

Ключевые слова: металлические фермы с параллельными поясами; раскосы и стойки; регулярная решетка; жесткость решетки; составные балки.

В современном строительстве широко используются составные конструкции, примерами которых могут служить металлические колонны со сквозной решеткой (рис. 1), железобетонные двухветвевые колонны, железобетонные балки с перфорированной стенкой (рис. 2, в), железобетонные пустотные плиты перекрытий (рис. 2, г), деревянные балки на нагельных соединениях (рис. 3). Расчетная схема высотного здания в кирпичном, железобетонном или комбинированном исполнении (рис. 2, а, б) также представляется составным стержнем.

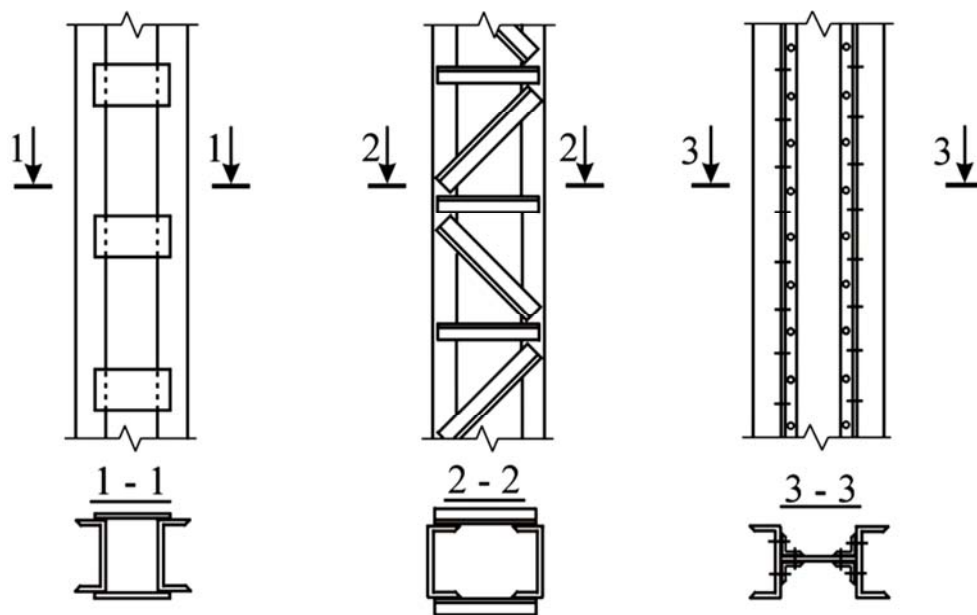


Рисунок 1 – Типы составных металлических колонн

Теорию расчета составных конструкций в нашей стране разработал профессор А.Р. Ржаницын [1]. При расчете составных конструкций аналитическими методами необходимо знание коэффициента жесткости горизонтального (соединительного) шва, который в общем случае можно определить только экспериментально, в зависимости от высоты этого шва, вида и количества вертикальных и наклонных связей, соединяющих основные несущие слои составных конструкций. Проведенные экспериментальные исследования составных деревянных балок с переменной высотой соединительного шва и переменным количеством нагелей в «Госуниверситете – УНПК» показали весьма противоречивую картину влияния отдельных факторов на жесткость шва, из которой нельзя сделать однозначные и четкие рекомендации по оптимальному выбору параметров составных балок.

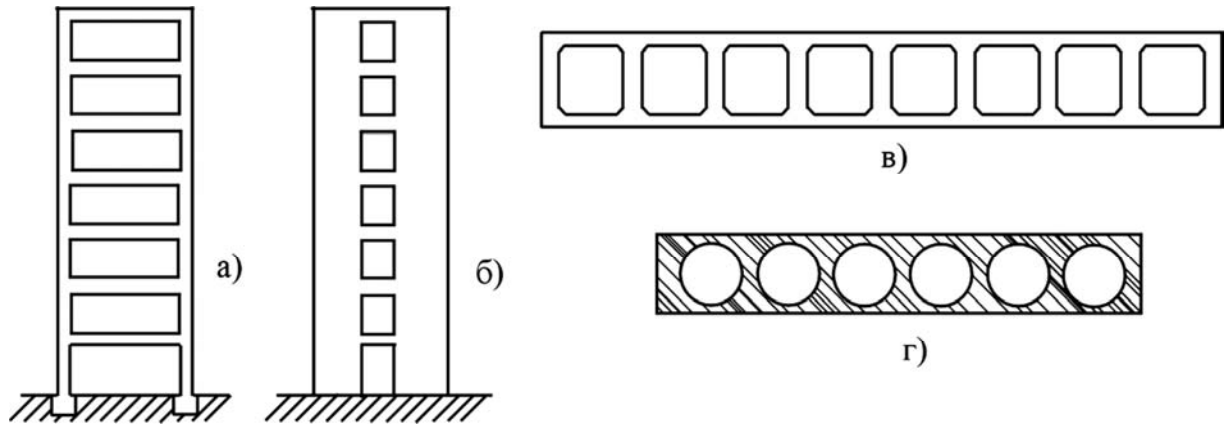


Рисунок 2 – Типы составных конструкций из железобетона

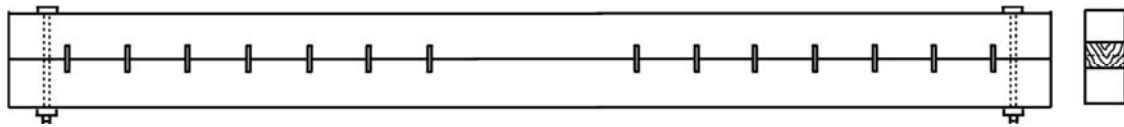


Рисунок 3 – Составная деревянная балка на пластинчатых нагелях

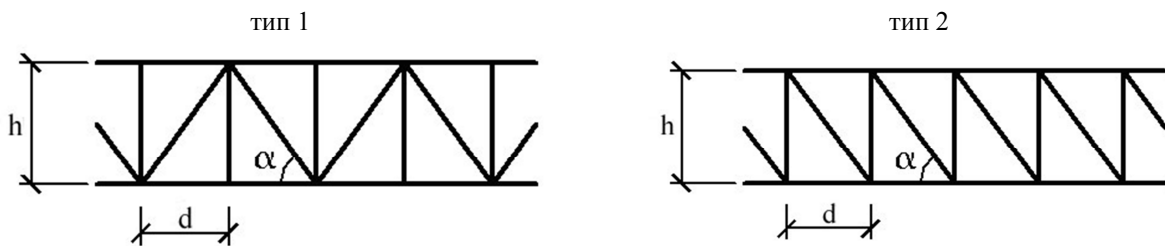


Рисунок 4 – Типы исследуемых решеток ферм

Частично указанные трудности можно преодолеть, если в качестве составной конструкции рассмотреть фермы с параллельными поясами и регулярной решеткой. Такие фермы можно рассматривать как составные балки, у которых верхний и нижний пояса – несущие слои балки, а регулярная решетка – соединительный шов ненулевой толщины. Для таких ферм в работе [1] получены аналитические зависимости, позволяющие определить коэффициент жесткости шва. Так, для двух схем решеток, представленных на рисунке 4, эти зависимости записываются в виде следующих соотношений:

$$\xi_1 = \frac{E \cdot F_p \cdot \cos^3 \alpha}{d^2}, \quad \xi_2 = E/d^2 \left/ \left(\frac{\cos^{-3} \alpha}{A_p} + \frac{\operatorname{tg}^3 \alpha}{A_c} \right) \right., \quad (1)$$

где E – модуль упругости материала элементов решетки; A_p, A_c – площадь поперечного сечения раскосов и стоек соответственно; d – длина панели. Наличие аналитических зависимостей (1) позволяет вместо натурального физического эксперимента провести численный эксперимент.

Рассмотрим ферму пролетом 12 м. Нижний и верхний пояса фермы выполнены из труб 180×6 мм ($A_n = 16,68 \text{ см}^2$), а раскосы и стойки – из металлических труб 140×6 мм ($A_p = A_c = 12,91 \text{ см}^2$, $E_2 = 2 \times 10^5 \text{ МПа}$). Подсчитаем по формулам (1) значения коэффициента жесткости решеток для ферм с фиксированными высотами ($h = 0,50, 0,75, 1,00, 1,25$ и $1,5$ м) и переменными длинами панелей ($d = 0,75, 1,50, 2,00$ и $3,00$ м) для каждой из указанных высот. Результаты расчета приведены в таблицах 1 и 2, а их графическое представление – на рисунках 5 и 6.

Таблица 1 – Значения коэффициента жесткости решетки стальных ферм с параллельными поясами при постоянной высоте h и переменной длине панели d

d , м	h , м	ξ_1 по (1), Н/м	ξ_2 по (2), Н/м	ξ_1/ξ_2
0,75	0,50	264,21	89,74	2,94
1,0		184,61	27,45	6,73
1,5		97,90	4,07	24,05
2,0		58,89	0,99	59,48
3		27,51	0,13	211,6
0,75	0,75	162,16	119,81	1,35
1,0		132,10	59,67	2,21
1,5		82,05	12,20	6,73
2,0		52,95	3,20	16,54
3		26,17	0,44	59,48
0,75	1,00	99,07	90,80	1,09
1,0		91,22	67,39	1,35
1,5		66,05	22,44	2,94
2,0		46,15	6,86	6,72
3		24,48	1,02	24
0,75	1,25	62,47	60,68	1,02
1,0		62,90	55,92	1,12
1,5		51,99	29,15	1,78
2,0		39,33	11,24	3,49
3		22,55	1,90	11,8
0,75	1,50	41,02	40,57	1,01
1,0		44,03	41,91	1,05
1,5		40,54	29,95	1,35
2,0		33,02	14,92	2,21
3		20,51	3,05	6,72

Таблица 2 – Значения коэффициента жесткости решетки стальных ферм с параллельными поясами при постоянной длине панели d и переменной высоте ферм h

h , м	d , м	ξ по(1), Н/м	ξ по (2), Н/м	ξ_1/ξ_2
0,50	0,75	264,21	89,74	2,94
0,75		162,16	119,81	1,35
1,00		99,07	90,80	1,09
1,25		62,47	60,68	1,02
1,50		41,02	40,57	1,01
0,50	1,00	184,61	27,45	6,72
0,75		132,10	59,67	2,21
1,00		91,22	67,39	1,35
1,25		62,90	55,92	1,12
1,50		44,03	41,91	1,05
0,50	1,50	97,90	4,07	24,05
0,75		82,05	12,20	6,97
1,00		66,05	22,44	2,94
1,25		51,99	29,15	1,78
1,50		40,54	29,95	1,35
0,50	2,00	58,89	0,99	59,48
0,75		52,95	3,20	16,5
1,00		46,15	6,86	6,72
1,25		39,33	11,24	3,49
1,50		33,02	14,92	2,21
0,50	3,00	27,51	0,13	211,6
0,75		26,17	0,44	59,47
1,00		24,48	1,02	24
1,25		22,55	1,90	11,8
1,50		20,51	3,05	6,72

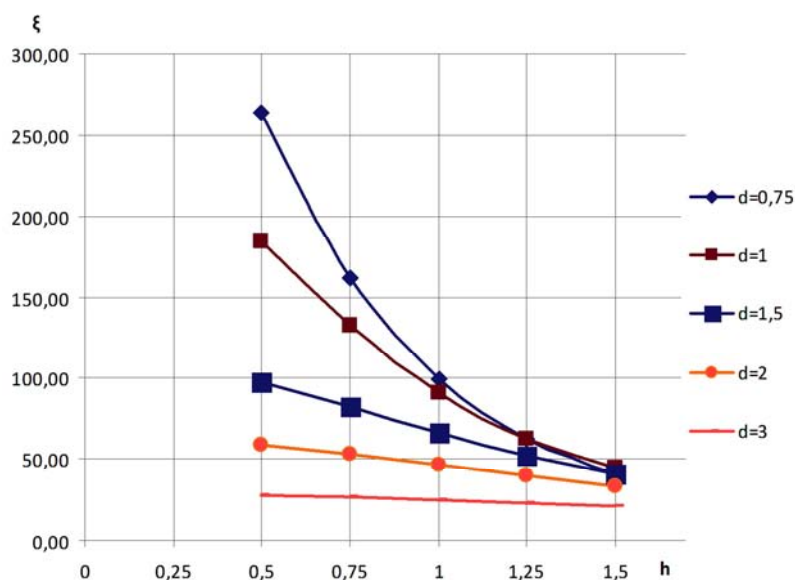


Рисунок 5 – Зависимость коэффициента жесткости решетки ферм первого типа от их высоты при фиксированных значениях В

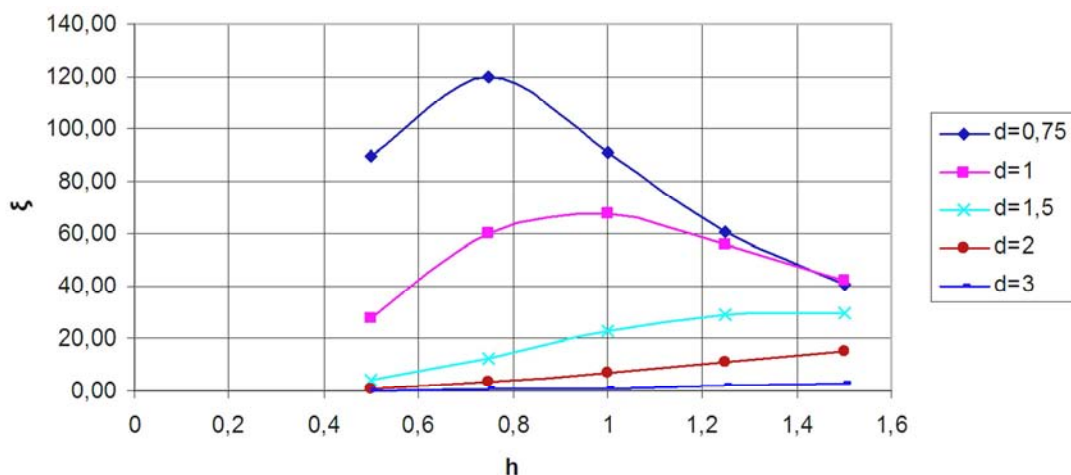


Рисунок 6 – Зависимость коэффициента жесткости решетки ферм второго типа от их высоты при фиксированных значениях d

Анализ графиков, приведенных на рисунках 5 и 6, говорит о том, что жесткость решетки существенно зависит от ее геометрической схемы. Для решетки первого типа (рис. 5):

- с увеличением высоты фермы при фиксированных значениях длин панели коэффициент жесткости решетки уменьшается;

- с увеличением длины панели при фиксированных значениях высот ферм коэффициент жесткости решетки также уменьшается.

Для решетки второго типа (рис. 6):

- с увеличением длины панели при фиксированных значениях высот ферм коэффициент жесткости решетки уменьшается;

- графики зависимостей $\xi - h$ имеют максимумы, т.е. с увеличением высоты фермы коэффициент жесткости решетки сначала увеличивается, а затем, достигнув экстремума, уменьшается;

- при фиксированной длине панели наибольшего значения коэффициент жесткости решетки достигает тогда, когда эта длина равна высоте фермы ($d = h$), т.е. при угле наклона раскоса 45° (две нижние кривые экстремумов не имеют, т.к. $d > h$);

- из всех рассмотренных ферм наибольшую жесткость решетки имеет ферма наименьшей высоты ($h = 0,75$ м и $d = 0,75$ м).

Анализ численных результатов, приведенных в таблицах 1 и 2 (графы 5), показывает, что фермы с решеткой первого типа при прочих равных условиях обладают существенно большей жесткостью решетки, чем фермы с решеткой второго типа (рис. 7), и, следовательно, такая ферма имеет большую изгибную жесткость. Этот важный физический эффект, очевидно, будет полезен при проектировании ферм.

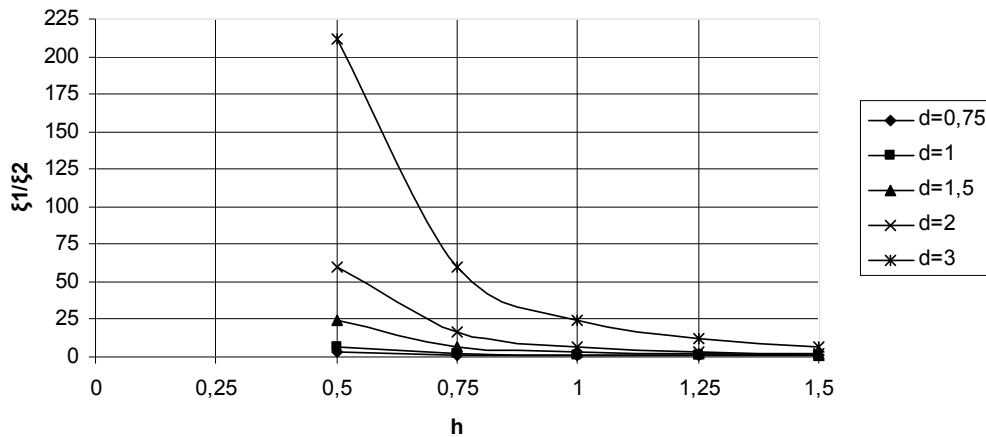


Рисунок 7 – Зависимость отношения ξ_1/ξ_2 от высоты фермы и длины панели

Для проверки этого утверждения с помощью программного комплекса «SCAD» был проведен расчет стальных ферм пролетом 12 м, шарнирно опертых по концам, расчетные схемы которых приведены на рисунке 8. Высота ферм $h = 1,0$ м, длина панели $d = 1,0$ м. При расчете определялись максимальный прогиб ферм w_0 от действующей нагрузки, приложенной в их узлы, как показано на рисунке, и основная частота колебаний этих ферм в ненагруженном состоянии. Структуры ферм подобраны таким образом, что их погонные массы равны ($m = 51,3$ кг).*

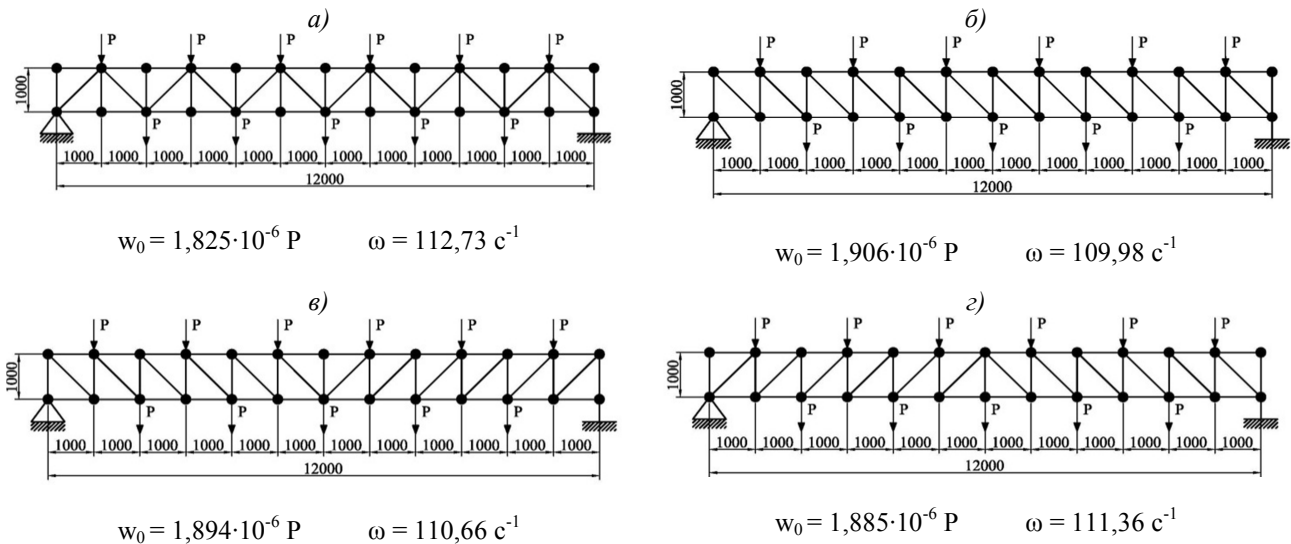


Рисунок 8 – Расчетные схемы сравниваемых ферм

В результате расчета были получены следующие значения искомых параметров:

- для первой фермы $(w_0)_1 = 1,825 \times 10^{-6} P$, $\omega_1 = 112,73 \text{ c}^{-1}$;
- для второй фермы $(w_0)_2 = 1,895 \times 10^{-6} P$, $\omega_2 = 110,66 \text{ c}^{-1}$;
- для третьей фермы $(w_0)_3 = 1,906 \times 10^{-6} P$, $\omega_3 = 109,98 \text{ c}^{-1}$;
- для четвертой фермы $(w_0)_4 = 1,885 \times 10^{-6} P$, $\omega_4 = 111,36 \text{ c}^{-1}$.

* В ферме, изображенной на рисунке 8, а, усилия в стойках нулевые, и эти стойки можно было бы не включать в структуру фермы. Введены они только для того, чтобы массы обеих сравниваемых ферм были равными.

Сопоставление этих данных показывает:

1 Максимальный прогиб второй фермы в 1,038 раз больше, чем прогиб первой, а основная частота колебаний в 1,019 раз меньше, что убедительно подтверждает теоретические выводы о жесткости решеток этих ферм.

2 Согласно данным, приведенным в таблицах 1 и 2, для фермы, изображенной на рисунке 8, *а*, коэффициент жесткости решетки на 35% выше, чем для фермы, изображенной на рисунке 8, *б*. Однако максимальные прогибы этих ферм отличаются всего на 3,8%. Это говорит о том, что вклад коэффициента жесткости решетки в общий момент сопротивления фермы в рассмотренном примере незначительный. В общем случае этот вклад пренебрежимо мал при большой высоте ферм и достаточно существенен при малой высоте ферм.

3 У фермы с симметрично расположенными нисходящими от опор раскосами (рис. 8, *в*) максимальный прогиб на 0,61% больше, чем для фермы, изображенной на рисунке 8, *б*; у фермы с симметрично расположенными восходящими от опор раскосами (рис. 8, *г*) максимальный прогиб на 0,51% меньше, чем для фермы, изображенной на рисунке 8, *б*. Это говорит о том, что наиболее выгодной является схема с симметрично восходящими от опор раскосами, т.е. ферм, у которых большинство элементов являются сжатыми. Об этом же свидетельствуют результаты, полученные для фермы, изображенной на рисунке 8, *а*.

4 Выводы, аналогичные приведенным в п.п. 2 и 3, следуют и из анализа основных частот поперечных колебаний сопоставляемых ферм с той лишь разницей, что основная частота колебаний является величиной обратно пропорциональной максимальному прогибу.

Таким образом, геометрия решетки ферм с параллельными поясами влияет на их интегральные физические характеристики (максимальный прогиб и основную частоту поперечных колебаний). Это влияние тем значительней, чем меньше высота ферм, и оно становится незначительным при большой высоте ферм.

Распространяя приведенные выше результаты анализа на составные балки с переменной высотой соединительного шва, можно утверждать:

– наибольшей жесткостью шва обладают балки, у которых толщина шва равна нулю; при увеличении высоты соединительного шва его жесткость уменьшается;

– при конструировании составных балок (в частности, деревянных) следует применять не прямые нагели, а наклонные, причем с последовательной сменой угла наклона нагелей в смежных панелях.

Выводы

Обобщая результаты проведенных исследований жесткости решеток ферм с параллельными поясами, можно сделать следующие выводы:

– жесткость решетки фермы (коэффициент жесткости шва составной балки) существенно зависит от ее геометрической схемы (от способа постановки нагелей в составной балке);

– с увеличением высоты фермы (высоты соединительного шва составной балки) при фиксированных значениях длин панели коэффициент жесткости решетки уменьшается; наибольшего значения коэффициент жесткости в составной балке достигает тогда, когда толщина соединительного шва нулевая;

– с увеличением длины панели при фиксированных значениях высот ферм коэффициент жесткости решетки изменяется неоднозначно: для фермы, изображенной на рисунке 8, *а*, он уменьшается, а для фермы, изображенной на рисунке 8, *б*, он достигает своего максимума, когда высота фермы равна длине панели.

Установленные закономерности поведения коэффициента жесткости решетки ферм (коэффициента жесткости составных конструкций) следует учитывать при конструировании ферм и составных конструкций. Использование этих закономерностей позволит создать более экономичные конструкции.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ржаницын, А.Р. Составные стержни и пластинки [Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 314 с.

Калашникова Ольга Владимировна

ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел

Аспирант кафедры «Строительные конструкции и материалы»

Тел.: +7 (4862) 73-43-48

E-mail: center_epb@mail.ru

O.V. KALASHNIKOVA

EFFECT OF GEOMETRY LATTICE OF A GIRDER WITH PARALLEL ZONES ON IT RIGIDITY

In the case hinged on the ends of the trusses with parallel flanges and a regular lattice of study the impact of their height and length of the panel on the stiffness of the lattice. It is shown that the geometric structure of lattice trusses significant effect on the hardness, the highest hardness have a farm with symmetrically located upstream from the support braces. A number of regularities in behavior, stiffness of the lattice when the height of farms and the length of the panel. The recommendations for the design of composite beams and increase the rigidity of the horizontal seam.

Keywords: *metallic girders trusses with parallel flanges; struts and durables; regular lattice; stiffness of the lattice; composite beams.*

BIBLIOGRAPHY

1. Rzhanicyn, A.R. Sostavnye sterzhni i plastinki [Tekst] / A.R. Rzhanicyn. – М.: Strojizdat, 1986. – 314 s.

Kalashnikova O.V.

State university – educational-science-production complex, Orel

Post-graduate student of department «Building designs and materials»

Ph.: +7 (4862) 73-43-95

E-mail: center_epb@mail.ru

МОРОЗОВА О.В., МАРКОВ С.В., СТАВСКАЯ И.С.

СОВМЕСТНЫЙ УЧЕТ СИЛОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ И ВЛИЯНИЯ КОРРОЗИОННЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ

Вносятся предложения по учету специфических факторов силового сопротивления статически неопределимых конструкций с учетом нелинейности и неравновесности деформирования и влияния коррозионных повреждений. Вводится прикладной способ учета указанных факторов приведением системы к нормированным методикам, отражающим изменение системы отсчета жесткостей элементов в зависимости от уровня нагружения и от уровня коррозионных повреждений.

Ключевые слова: коррозионные повреждения, деформирование.

В настоящее время расчет статически неопределимых железобетонных конструкций проводится для двух возможных состояний: эксплуатационного и предельного.

При изучении первого состояния постулируется неизменность расчетной статической схемы, при рассмотрении второго – предполагается наперед известным изменение расчетной схемы вследствие появления пластических шарниров.

Методы расчета предельных состояний статически неопределимых железобетонных конструкций, в основе которых лежат известные работы А.А. Гвоздева, С.М. Крылова и др., учитывают так называемую идеальную нелинейность деформирования материала, открывая возможности для проектирования. Однако они не дают возможности достаточно полно исследовать напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в эксплуатационной стадии от нулевого нагружения до разрушения.

Считаются справедливыми следующие предпосылки:

а) геометрическая схема конструкций не изменяется даже на этапах, непосредственно предшествующих разрушению. Это обуславливается тем, что в моменты, непосредственно предшествующие разрушению, несущая способность сечений существует, жесткость имеет хоть минимальную, но конечную величину. В опасных сечениях с увеличением нагрузок дальнейшее нарастание усилий тормозится вследствие их перераспределения и, наконец, в момент разрушения усилия в этих сечениях получают максимальное значение;

б) сечения стержневых (и тонкостенных) конструкций остаются плоскими вплоть до разрушения, если оценивать форму сечений в среднем и не учитывать искривления нейтральных осей на участках между трещинами;

в) сохраняется положение о малости деформаций;

г) предполагается, что характеристики внешней коррозионной среды неизменны во времени, а ее контакт с железобетонными конструкциями происходит по поверхности сжатой зоны; возможные коррозионные повреждения арматуры допустимо оценивать расчетным снижением площади ее сечения умножением на коэффициент $\omega_s < 1$ ($A_s = \omega_s A_{s0}$) [3].

Схема коррозионных повреждений по высоте сечения приведена на рисунке 1.

Для этого модель повреждения может быть построена с использованием следующих посылок:

- исследование осуществляется в стадии устойчивого силового сопротивления в рамках определенного диапазона уровня внешних воздействий [4], т.е. для

$$\frac{d\Delta L(t)}{dt} = \alpha(\eta) [\Delta L(t)]^{m(\eta)}, \quad (1)$$

где $\Delta L(t) = \frac{L_{кр}(\eta) - L(t)}{L_{кр}(\eta)}$ при $m \geq 1$; $\eta = \frac{\sigma}{R_b}$.

Здесь $L(t)$ – характеристика неравновесного процесса силового сопротивления: мера ползучести C или глубина коррозионных повреждений δ ; $\Delta L(t)$ – относительный дефицит этой характеристики в сравнении с некоторой ее фиксированной величиной $L_{кр}$; σ – действующие напряжения сжатия; R_b – предел прочности бетона; t – время наблюдений; α и m – эмпирические нелинейные параметры процесса, зависящие от уровня нагружения.

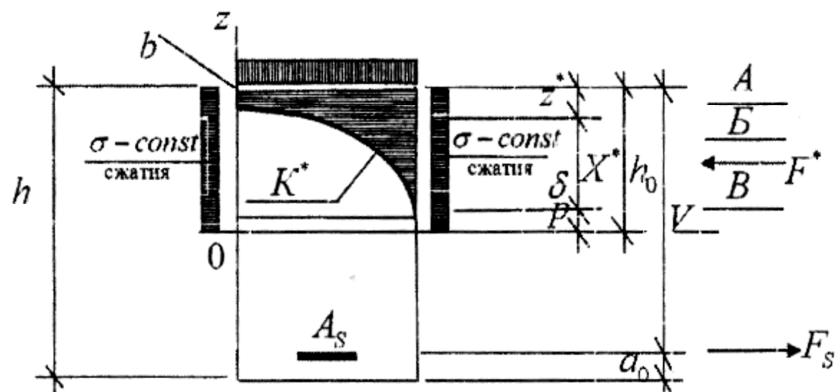


Рисунок 1 – Схема распределения коррозионных повреждений в сечении изгибаемой балки (A – зона полного повреждения; B – зона частичного повреждения; V – зона неповрежденной части сечения)

Используя предложенную профессором В.М. Бондаренко расчетную модель сжатого бетона для поврежденного коррозией железобетонного элемента (при $z^* \geq 0$), значение предельной глубины повреждения δ [3] может быть определено с помощью так называемой функции повреждений K^* , которая записывается в форме полинома:

$$K^*(z) = \sum_{i=0}^{i=2} a_i z^i,$$

где $a_0 = 1 - \left(\frac{p}{\delta}\right)^2$; $a_1 = \frac{2p}{\delta^2}$; $a_2 = -\frac{1}{\delta^2}$;

$$K^* = 1 \text{ и } \frac{dK^*}{dz} \Big|_{z=p} = 0 \text{ при } z=p; K^* = 0 \text{ при } z = p + \delta. \quad (2)$$

Заметим, что функция повреждений $K^*(z)$, относящаяся к зоне B, определяется чисто геометрически, поэтому она в равной степени относится ко всем механическим характеристикам бетона ($0 \leq K^* \leq 1$):

$$R^* = K^* R; E^* = K^* E; C^* = C^0 / K^*; \varepsilon_{об}^* = K^* \varepsilon_{об} \text{ и т.п.}$$

Проектные алгоритмы и лицензионные программы расчета статически неопределимых железобетонных стержневых систем исходят из посылки о неизменности жесткостей поперечных сечений элементов вдоль каждого пролета (жесткость определяется по одному пролету с учетом M и ψ_s).

Между тем, усилия в различных сечениях стержней различны, нелинейность деформирования бетона и глубина коррозионных повреждений зависят от уровня напряжения, что существенно меняет жесткость вдоль пролетов [1].

В качестве прикладного приема учета указанных особенностей и, соответственно, силового сопротивления железобетонных стержневых систем предлагается посылка об эквивалентности (равенстве) прогибов фактических и условно линейно деформируемых элементов систем:

$$\max f^* = \max f_0, \quad (3)$$

где $\max f^*$ – наибольший прогиб реального элемента, вычисленный с учетом изменчивости жесткостей вдоль пролета в зависимости от уровня напряженно деформированного состояния; $\max f_0$ – подбираемый прогиб, равный $\max f^*$, по которому находится эквивалентная постановка, неизменная на каждом этапе итерации единая жесткость соответствующего элемента системы, и, далее, общепринятая составляющая расчетных моделей, и вычисляются искомые значения усилий.

Из равенства (3) вытекает, что установив прогибы железобетонного стержня статически неопределимой стержневой системы с учетом фактической нелинейности, силового деформирования, продвижения коррозионных повреждений, и приравняв их к прогибам линейно-деформируемых стержней с неизменной вдоль пролета жесткостью, мы получаем возможность найти условную жесткость в линейной постановке*.

Для получения $\max f^*$ расчетный элемент системы разделяется на n участков, в пределах которых вычисляется $D_i^* = const$. Для элемента в целом и для каждого участка справедливо соотношение:

$$D^* \frac{d^2 u}{dx^2} = +(-) M_i(x), \quad (4)$$

где u – функция прогибов; M – функция изгибающего момента; D^* – жесткость сечения, вычисленная с учетом влияния нелинейности силового деформирования, анизотропии растянутой зоны железобетонного элемента и количественных характеристик коррозионных повреждений [3].

Поскольку существует множество вариантов нагружения железобетонного элемента, в этом случае оптимально для дальнейшей алгоритмизации фактическую нагрузку q заменить некоторой эквивалентной $q^{эKB}$ [2]. Это унифицирует дальнейшие алгоритмы.

Далее, общее для пролета уравнение равновесия (4) заменяется системой уравнений для каждого участка [1].

$$\begin{aligned} \frac{d^2 u_1}{dv^2} &= - \frac{M_1}{D_1}, \\ \frac{d^2 u_2}{dv^2} &= - \frac{M_2}{D_2}, \\ \frac{d^2 u_i}{dv^2} &= - \frac{M_i}{D_i}, \\ \dots & \\ \frac{d^2 u_x}{dv^2} &= - \frac{M_n}{D_n}, \end{aligned} \quad (5)$$

где D_i – средние значения D^* в пределах каждого участка.

Система (5) интегрирования сводится к системе алгебраических уравнений:

$$\begin{aligned} u_1 &= - \frac{1}{D} \int dv \int M_1 dv + C_{11}v + C_{21}; \\ u_2 &= - \frac{1}{D} \int dv \int M_2 dv + C_{12}v + C_{22}; \\ \dots & \\ u_i &= - \frac{1}{D} \int dv \int M_i dv + C_{1i}v + C_{2i}; \\ \dots & \\ u_n &= - \frac{1}{D} \int dv \int M_n dv + C_{1n}v + C_{2n} \end{aligned} \quad (6)$$

и далее, при $M_i = const$:

$$\begin{aligned} u_i &= - \frac{1}{D_i} [1/2 M_i x^2 + C_{i1}x + C_{i2}]; \\ u_1 &= - \frac{1}{D_1} [1/2 M_1 x^2 + C_{11}x + C_{12}]; \\ u_2 &= - \frac{1}{D_2} [1/2 M_2 x^2 + C_{21}x + C_{22}]; \\ u_n &= - \frac{1}{D_n} [1/2 M_n x^2 + C_{n1}x + C_{n2}], \end{aligned} \quad (7)$$

где C – произвольная постоянная, определяемая из условия закрепления балочного элемента.

В итоге фактически появляется $2n+4$ производных постоянных. Для их вычисления кроме 4-х граничных условий:

$$\begin{aligned} u &= 0 \text{ при } x = 0 \text{ и } u = 0 \text{ при } x = l. \\ \frac{du}{dx} \Big|_{x=0} &= 0 \text{ и } \frac{du}{dx} \Big|_{x=l} = 0 \end{aligned} \quad (8)$$

* При равенстве сопоставляемых прогибов (3) считается, что отличия формы двух кривых (прогиб – перемещение) несущественны.

необходимо получить условия, которые вытекают из факта непрерывности изогнутой оси элемента:

- общие углы поворота на границах участка:

$$\frac{du_1}{dx}\Big|_{x=\Gamma} = \frac{du_2}{dx}\Big|_{x=\Gamma};$$

$$\frac{du_2}{dx}\Big|_{x=2\Gamma} = \frac{du_3}{dx}\Big|_{x=2\Gamma};$$

$$\frac{du_i}{dx}\Big|_{x=i\Gamma} = \frac{du_{i+1}}{dx}\Big|_{x=i\Gamma} \quad (9)$$

- одинаковый прогиб:

$$u_1\Big|_{x=\Gamma} = u_2\Big|_{x=\Gamma}$$

$$u_2\Big|_{x=2\Gamma} = u_3\Big|_{x=2\Gamma}$$

$$u_i\Big|_{x=i\Gamma} = u_{i+1}\Big|_{x=i\Gamma}. \quad (10)$$

При разделении элемента на n участков это дает $2(n-1)$ условия сопряжения, а вместе с 4-мя граничными условиями искомое $2n+4$:

$$2(n-1)+4 = 2n+4.$$

И, далее, тривиально, абцисса максимального прогиба $\max f^*$ по среднему участку:

$$\frac{du_i}{dx}\Big|_{x=l/2} = 0 \quad (11)$$

и с помощью (5) полученное значение $\max f^*$.

Таким образом, осуществляется расчетная замена статически неопределимой системы (балочной или рамной) с фактически изменяющейся вдоль каждого пролета жесткостью D системой, в которой жесткость вдоль каждого пролета неизменна.

Альтернативно, для получения $\max f^*$ (3) применяется способ аппроксимации – закономерность изменения жесткости вдоль пролета по расчетным значениям линейной жесткости наиболее нагруженных сечений и максимальной жесткости менее нагруженных сечений, определяемых с учетом нелинейности силового сопротивления и нелинейности продвижения фронта коррозии. Жесткость отсчитывается относительно центров изгиба (центр изгиба совпадает с центром тяжести приведенного сечения) [3]:

$$D^* = D_b^* + D_s^*, \quad (12)$$

где D^* – полная жесткость сечения; D_b^* – то же, сжатой части сечения; D_s^* – то же растянутой части сечения.

$$D_s^* = \frac{\omega S A s_0}{\psi s} E_s (Y_{ц.т.} - q_s)^2, \quad (13)$$

где ψ_s – параметр учета влияния бетона растянутой зоны; ω_s – коэффициент сохранения ресурса силового сопротивления растянутой рабочей арматуры при коррозионных повреждениях, $A s_0$ – площадь растянутой рабочей арматуры; E_s – модуль деформаций (упругости) рабочей арматуры; q – абцисса сечения вдоль пролета.

Используя запись уравнения силового сопротивления [4]:

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E_{вр.л.}(t, t_0)} = \frac{\vec{S}[\sigma(t)]}{E_{вр.л.}(t, t_0)}, \text{ т.е. } E_{вр.л.}(t, t_0) = \frac{E \text{ вр.л.}(t, t_0)}{\vec{S}^0(\sigma)}, \quad (14)$$

$$\text{где } \frac{1}{E_{вр.л.}(t, t_0)} = \frac{1}{E^0_M(t)} + C^0(t, t_0) - \int_{t_0}^t \frac{\sigma(\tau) \partial}{\sigma(\tau) \partial \tau} C^0(t, \tau) d\tau. \quad (15)$$

Здесь $E_{вр.л.}(t, t_0)$ – временный модуль деформаций; $\varepsilon(t, t_0)$ – относительная деформация в момент t ; \vec{S}^0 – функция нелинейности [4].

Далее, при $\sigma = \text{const}$ запись (15) получает вид:

$$E_{вр.л.}(t, t_0) = \left[\frac{1}{E_{МГ}(t)} + C^0(t, t_0) \right]^{-1} = \frac{E_{МГ}(t)}{1 + \varphi(t, t_0)},$$

$$\text{где } \varphi(t, t_0) = E_{МГ}(t) C^0(t, t_0); \quad (16)$$

$$S^0(\sigma) = 1 + \bar{\nu} \left(\frac{\sigma}{R} \right)^m \quad (17)$$

$E_{вр.л.(t,t_0)}$ – временный модуль деформаций в линейной постановке; (ν, m) – параметры нелинейности квазилинейного уровня силового сопротивления бетона; σ – действующее нормальное напряжение; R – длительная прочность бетона; $E_{МГ}(t)$ – начальный модуль мгновенных деформаций бетона; $S^0(t, t_0)$ – начальная мера ползучести.

Для определения жесткости целесообразно применение зависимости [1]:

$$\frac{1}{D^*} = \frac{1}{D_0^*} + \left(\frac{1}{D_{пр}^*} + \frac{1}{D_0^*} \right) \frac{M}{M_{пр}^*}, \quad (18)$$

где значки * означают, что используемые величины относятся к поврежденным коррозией сечениям; D_0 – жесткость сечений, в которых изгибаемый момент равен нулю, $D_{пр}$ – жесткость сечения, которому соответствует экстремальное значение изгибающего момента; $M_{пр}$ – предельный разрушающий момент поврежденного сечения.

Очевидно, что при $M \rightarrow 0$ и $1/D^* \rightarrow 1/D_0^*$ по (18), а при $M \rightarrow M_{пр}^*$ – к $1/D_{пр}^*$.

Находятся соответствующие ординаты центра тяжести приведенного сечения $Y_{ц.т.}$ относительно расчетной грани [4]:

$$Y_{ц.т.} = \frac{\frac{\omega s A s_0 E s_0 a s}{\psi s} + \epsilon_0 \frac{E_{вр.л.(t,t_0)}}{(1+\varphi)} \int_p^{\delta+p} \frac{K^*(z)(h-x+z) dz}{S^0(z)}}{\frac{\omega s A s_0 E s_0}{\psi s} + \epsilon_0 \frac{E_{вр.л.(t,t_0)}}{(1+\varphi)} \int_p^{\delta+p} \frac{K^*(z) dz}{S^0(z)}}, \quad (19)$$

где E_s – модуль деформации рабочей арматуры; a_s – толщина защитного слоя растянутой арматуры.

И, далее, жесткость неповрежденного коррозией элемента D :

$$D_b = b_0 E_{вр.л.(t,t_0)} \int_p^{\delta+p} \frac{(h-x-Y_{ц.т.}+z)^2}{S^0(z)} dz. \quad (20)$$

Жесткость D^* поврежденного коррозией элемента:

$$D_b^* = b_0 E_{вр.л.(t,t_0)} \int_p^{\delta+p} \frac{K^*(z)(h-x-Y_{ц.т.}+z)^2}{S^0(z)} dz. \quad (21)$$

Располагая вычисленной по (18) переменной жесткостью, можно определить $\max f^*$.

Например, для основного случая защемления на обоих опорах балки пролета l , нагруженной равномерной нагрузкой q , прогиб $\max f^*$ вычисляется по формуле [3]:

$$\max f^* = \frac{ql^4}{384D^*}. \quad (22)$$

Искомая расчетная жесткость, неизменная вдоль каждого пролета, равна:

$$D^{эКВ} = \frac{q_{эКВ} l^4}{384 \max f^*}. \quad (23)$$

При расчете статически неопределимых стержневых систем вводится предложение о приведении системы (балочной или рамной) к простейшему случаю об эквивалентной замене переменной вдоль каждого пролета жесткости D системой, в которой жесткость вдоль каждого пролета неизменна.

Способом приведения фактической нагрузки q к так называемой эквивалентной равномерно распределенной $q_{эКВ}$ [2] и замены фактической жесткости D расчетной $D^{эКВ}$ учитывается нелинейность и коррозионные повреждения железобетонных статически неопределимых стержневых систем.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко. – Харьков, 1968.

2. Справочник проектировщика промышленных, общественных и жилых зданий и сооружений, расчетно-теоретический [Текст]: под ред. Умановского, 1960.

3. Бондаренко, В.М. Особенности деформирования железобетона при догрузке и при разгрузке, связанные с коррозионной и энергетической диссипацией силового сопротивления [Текст] / В.М. Бондаренко // Строительство и реконструкция. – Орел: Госуниверситет – УНПК. – №1/27. – 2010.

4. Бондаренко, В.М. Особенности силового сопротивления поврежденных коррозией железобетонных элементов знакопеременному нагружению [Текст] / В.М. Бондаренко // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – М., 2010. – №4.

Морозова О.В.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Аспирант

Марков С.В.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Кандидат технических наук, доцент

Ставская И.С.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Аспирант

O.V. MOROZOVA, S.V. MARKOV, I.S. STAVSKAJA

**COMBINED ACTION OF STRENGTH AND CORROSION
DAMAGE EFFECTS IN REINFORCED CONCRETE ELEMENTS
IN THE CALCULATION OF STATICALLY INDETERMINATE
BEAM SYSTEMS**

The article presents some proposals for the consideration of the specific factors of strength in statically indeterminate structures for nonlinear and non-equilibrium strain condition and corrosion damage effects. A new applied method is introduced accounting these factors to create standard methods showing the change in «stiffness-load» and «stiffness-corrosion damage level» relations.

Keywords: corrosion damages; deformation.

BIBLIOGRAPHY

1. Bondarenko, V.M. Nekotorye voprosy nelinejnoj teorii zhelezobetona [Текст] / V.M. Bondarenko. – Har'kov, 1968.

2. Spravochnik proektirovshika promyshlennyh, obwestvennyh i zhilyh zdaniy i sooruzhenij, raschetno-teoreticheskij [Текст]: pod red. Umanovskogo, 1960.

3. Bondarenko, V.M. Osobennosti deformirovaniya zhelezobetona pri dogruzke i pri razgruzke, svjazannye s korrozionnoj i jenergeticheskoj dissipaciej silovogo soprotivlenija [Текст] / V.M. Bondarenko // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – Орел: Gosuniversitet – UNPK. – №1/27. – 2010.

4. Bondarenko, V.M. Osobennosti silovogo soprotivlenija povrezhdennyh korroziej zhelezobetonnyh jelementov znakoperemennomu nagruzhenuju [Текст] / V.M. Bondarenko // Stroitel'naja mehanika inzhenernyh konstrukcij i sooruzhenij. – М., 2010. – №4.

Morozova O.V.

Moscow state academy of municipal services and construction, Moscow
Post-graduate student

Markov S.V.

Moscow state academy of municipal services and construction, Moscow
Candidate of technical sciences, associate professor

Stavskaja I.S.

Moscow state academy of municipal services and construction, Moscow
Post-graduate student

МЕТОДИКА ОЦЕНКИ НАГРУЖЕННОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ЗАПРОЕКТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЫ МАТЕРИАЛОВ

Разрабатывается энергетический алгоритм анализа в физически нелинейной постановке максимальных деформаций строительных систем в условиях мгновенных локальных разрушений. Процедура решения задачи основана на учете работ активных сил и узловых реакций для конечно-элементной модели исследуемого объекта. Возможности рассматриваемой методики проиллюстрированы на примерах расчета стальной и железобетонной балок при местных повреждениях конструкций.

Ключевые слова: *запроектные воздействия; физическая нелинейность; конечно-элементная модель; работа сил.*

При решении вопросов обеспечения живучести зданий и сооружений с учетом запроектных воздействий необходимо выполнять оценку их нагруженности в условиях возможных локальных разрушений [1]. В работах [2-5] представлены методики таких оценок, не предусматривающие подробного динамического анализа исследуемых объектов. При этом рассматривались как расчеты в линейно-упругой постановке, так и с учетом физически нелинейной работы материалов. В основе методологии данных алгоритмов лежит энергетический подход Г.А. Гениева, использующий условие стационарности полной потенциальной энергии деформируемого тела.

В настоящей работе строится энергетический алгоритм для исследования в физически нелинейной постановке повреждаемых объектов с учетом особенностей конечно-элементного анализа несущих систем. Поясним сущность предлагаемого подхода на примере материальной точки массой m , опирающейся на пружину с нелинейной жесткостью c (рис. 1). В положении $y = y_0 > 0$ груз удерживается упором D . При мгновенном устранении упора груз начинает движение вниз. Ставится задача определения значения $y = y_{\max}$, соответствующего крайнему нижнему положению груза.

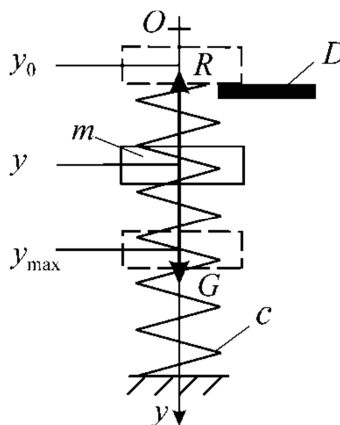


Рисунок 1 – Материальная точка на пружине

В процессе движения на материальную точку действует сила тяжести G и реакция R пружины. При $y = y_{\max}$ скорость груза равна нулю, и должно соблюдаться условие:

$$A_G = -A_R, \quad (1)$$

где A_G, A_R – работы сил G и R на интервале $y = [y_0; y_{\max}]$.

$$A_G = G(y_{\max} - y_0); A_R = \int_{y_0}^{y_{\max}} R_y dy, \quad (2)$$

где R_y – проекция силы R на ось Oy .

Допустим, мы имеем возможность определить значение y при статическом нагружении пружины вспомогательной вертикальной силой P , проекция которой на ось y $P_y = P_0\alpha$, где $P_0 > 0$ – постоянная величина; $\alpha \geq 0$ – изменяемый параметр.

Учитывая равенства (2) и принимая $R_y = -P_y$, запишем:

$$G(y_{\max} - y_0) = \int_{y_0}^{y_{\max}} P_y dy. \quad (3)$$

Найдя решение уравнения (3) для y_{\max} , мы установим максимальную нагруженность пружины вследствие внезапного устранения опоры D . В общем случае анализа нагруженности строительных систем при внезапном удалении некоторых связей будем задавать вспомогательную нагрузку в виде группы узловых сил, приложенных к конечно-элементной модели. Запишем вектор этих сил в следующем виде:

$$\{Q\} = \{G\}(1 + \alpha) + \{T\}f(\alpha), \quad (4)$$

где $\{G\}$ – вектор приведенных к узлам сил тяжести; $\{T\}$ – вектор усилий в подвергаемых устранению связях для исходного объекта, нагруженного силами $\{G\}$; $f(\alpha)$ – функция, для которой выполняются такие условия: $f(0) = 1$; при $0 \leq \alpha < \alpha_1$ $f(\alpha) \geq 0$; при $\alpha \geq \alpha_1$ $f(\alpha) = 0$, где $0 < \alpha_1 < 1$.

Тогда при $\alpha=0$ нагружение объекта с удаленными связями силами $\{Q\}$ воспроизводит напряженно-деформированное состояние исходной системы. Следует найти величину $\alpha = \alpha_{\max}$, при которой работа A_Q сил $\{Q\}$ станет равной работе A_G сил $\{G\}$. Здесь справедливы следующие зависимости:

$$A_Q = \int_0^{\alpha} \{Q\}^T d\{\delta_Q\}; A_G = \{G\}^T \{\delta_G\}, \quad (5)$$

где $\{\delta_Q\}$, $\{\delta_G\}$ – векторы обобщенных перемещений узлов, соответствующие силам $\{Q\}$ и $\{G\}$.

Далее в расчетах мы принимали $\alpha_1=0,1$; при $0 \leq \alpha \leq 0,1$ задавалось $f(\alpha) = 1 - 10\alpha$.

Проверим эффективность данной методики на примере четырехпролетной балки, показанной на рисунке 2. Балка изготовлена из двутавра №30 ГОСТ 8239-89. Главная плоскость двутавра с максимальной изгибной жесткостью расположена вертикально. Материал балки – конструкционная сталь с модулем упругости $E=2,1 \cdot 10^5$ МПа и динамическим пределом текучести $\sigma_{\text{тд}}=250$ МПа. Рассматривалось нагружение балки гравитационными силами $P=318$ кН от присоединенных грузов. В работе [6] приведены расчеты этой балки в динамической постановке для случая мгновенного устранения опоры D . На рисунке 2 штрихами обозначено вводимое при этом разделение балки на конечные элементы. В межэлементных сечениях предусматривалась возможность образования пластических шарниров при достижении предельного момента $M_{\text{пр}} = W_{\text{пр}}\sigma_{\text{тд}}$, где $W_{\text{пр}}$ – предельный момент сопротивления при изгибе. Для двутавра принималось $W_{\text{пр}} = 1,15 W_z$, где W_z – момент сопротивления сечения при изгибе относительно оси z . При этом $M_{\text{пр}} = 135,7$ кН·м. Полагалось, что на участках стержня между пластическими шарнирами материал работает в линейно упругой стадии, а для каждого пластического шарнира реализуется схема идеального упругопластического деформирования. При рассматриваемом значении P наблюдалось образование пластического шарнира в сечении над опорой C , затем – в центральном сечении участка CD .

В настоящей работе при оценке значения α_{\max} выполнялись расчеты балки при статическом приложении сил $\{Q\}$ с учетом возможности образования пластических шарниров в тех же сечениях и при таком же значении $M_{\text{пр}}$. При формировании вектора $\{G\}$ принимались во внимание только силы P . На рисунке 3 показаны графики зависимостей A_Q и A_G от α . Установлено значение $\alpha_{\max}=0,40$. На рисунке 4 сопоставлены полученные с помощью предлагаемой приближенной методики и в динамическом анализе [6] деформированные схемы балки при $\alpha = \alpha_{\max}$, где v – проекция перемещения на ось y . Из рисунка 4 видно, что рассматриваемый энергетический подход позволил получить достаточно точную оценку максимального прогиба балки.

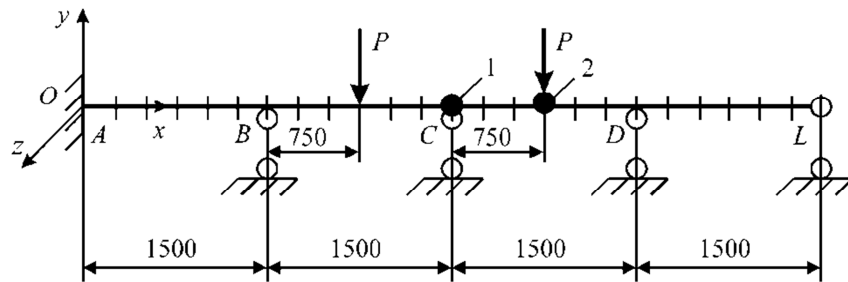


Рисунок 2 – Нерезная стальная балка под действием двух сосредоточенных сил P :
1, 2 – пластические шарниры, получающиеся при запроектном воздействии

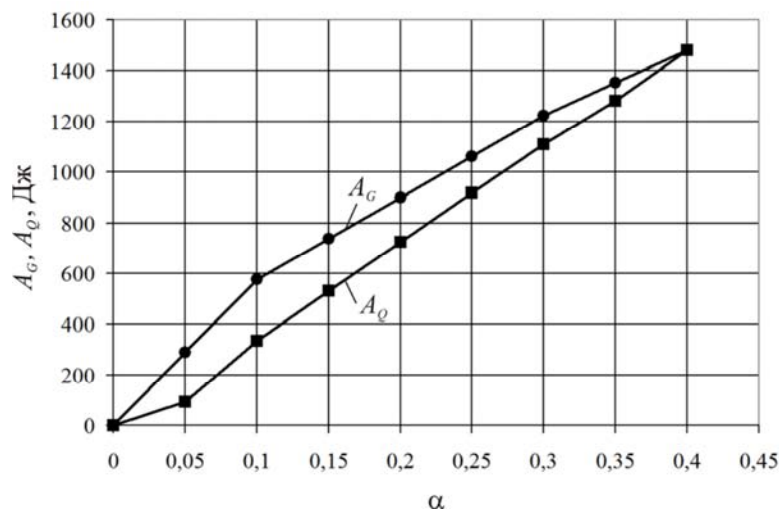


Рисунок 3 – Зависимости работ сил $\{G\}$ и $\{Q\}$ от α для стальной балки

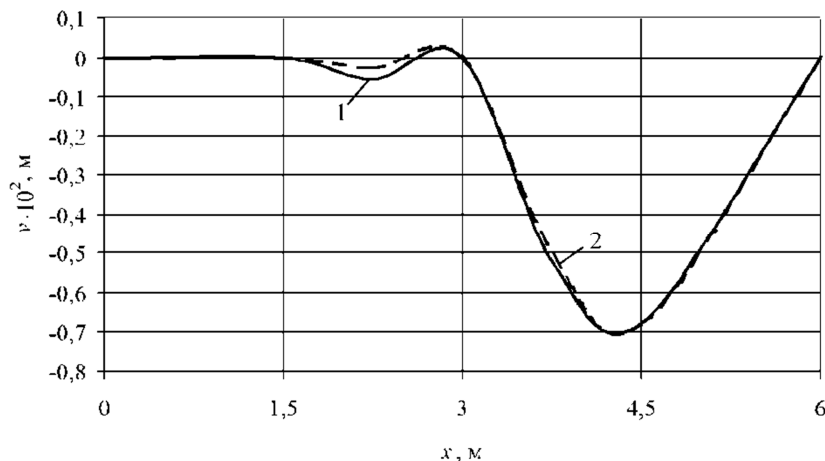


Рисунок 4 – Вертикальные перемещения в стальной балке:
1 – энергетический подход; 2 – расчет в динамической постановке

Во втором примере рассматривалось мгновенное удаление угловой связи над опорой *B* железобетонного неразрезного ригеля прямоугольного поперечного сечения на четырех опорах (рис. 5). Ригель загружен силами тяжести $q_1=27,8$ кН/м, $q_2=83,3$ кН/м, $q_3=92,5$ кН/м конструкции и полезного груза. Для балки принимался бетон класса В30 и арматура класса А400. Схема описания диаграммы сжатия-растяжения бетона задавалась в соответствии с работой [7], арматуры – работой [8]. Прочностные и деформационные характеристики материалов принимались на основе нормативных данных [9, 10] и ГОСТ 5781-82. Расчет выполнялся в физически нелинейной постановке, включая учет возможности образования трещин в растянутом бетоне, с помощью многослойной схемы [7, 11]. При дискретизации слоев конструкции использовалось 600 ферменных конечных элементов, из которых 500 вводилось для описания работы бетона и 100 – арматуры. На рисунке 6 представлены графики зависимостей величин A_Q и A_G от параметра α . Получено $\alpha_{\max}=0,23$.

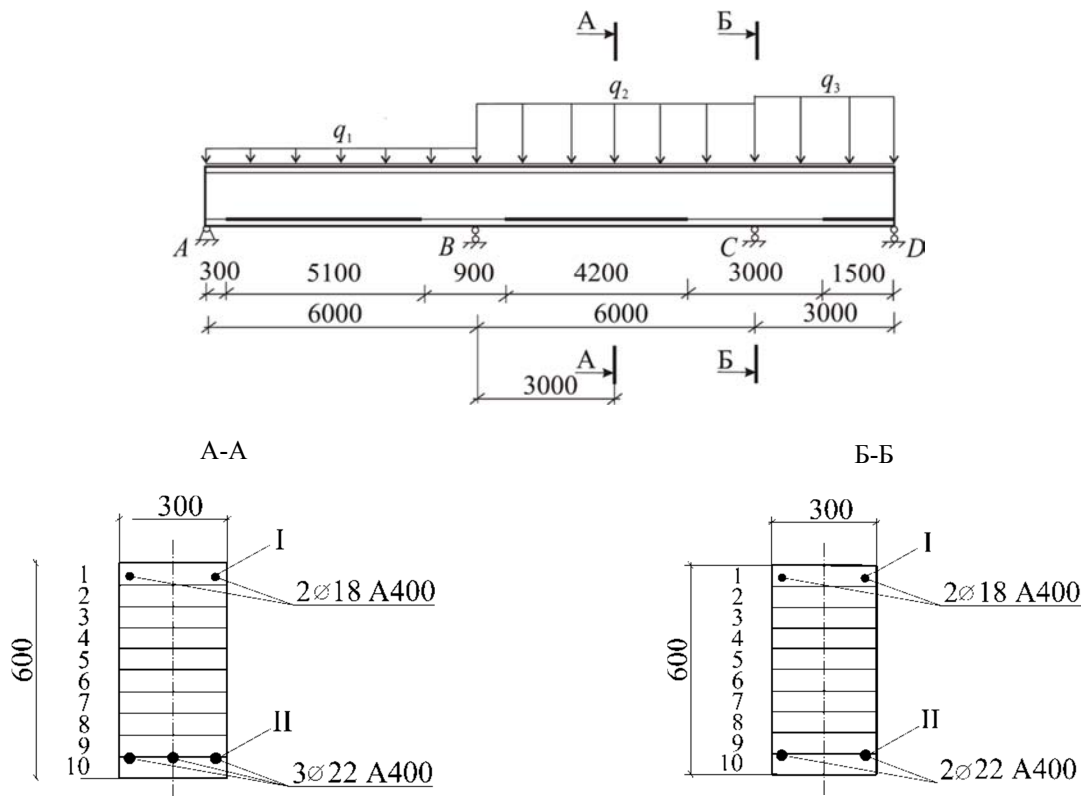


Рисунок 5 – Железобетонная балка:
1...10 – слои бетона; I, II – слои арматуры

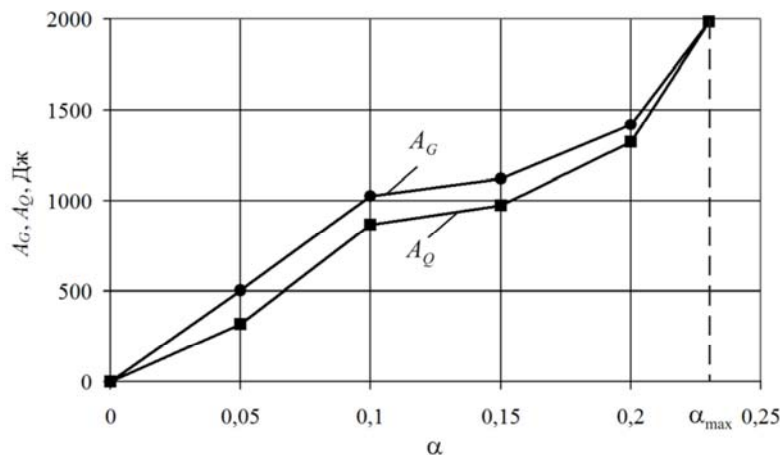


Рисунок 6 – Зависимости работ сил $\{Q\}$ и $\{G\}$ для железобетонной балки

На рисунках 7, 8 приведен график прогибов балки и нормальные напряжения, полученные в поперечных сечениях А-А и Б-Б при $\alpha = \alpha_{\max}$. В результате расчета установлено, что при условии $A_Q = A_G$ в растянутом бетоне возникают трещины над опорой С и в центральной части пролета ВС. При этом максимальная ширина раскрытия трещин составила 0,92 мм. Модули нормальных напряжений в сжатом бетоне не превысили значения расчетного сопротивления для предельных состояний первой группы. В то же время в растянутой арматуре напряжения достигли нормативного значения сопротивления. Максимальный прогиб балки составил 18 мм.

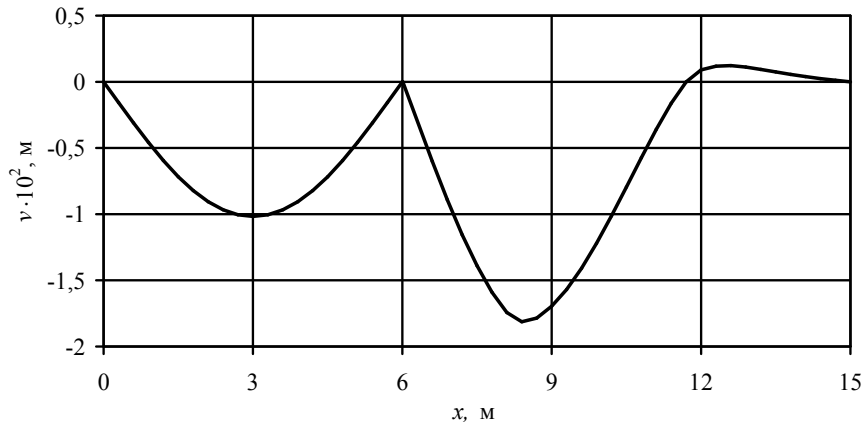


Рисунок 7 – Деформированная схема балки в условиях $A_Q = A_G$

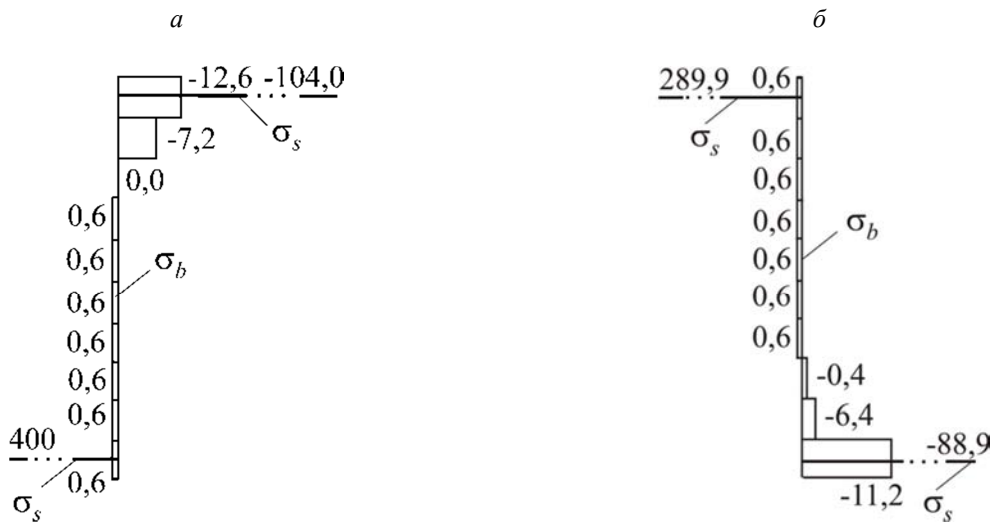


Рисунок 8 – Эпюры напряжений бетона σ_b и арматуры σ_s при $A_Q = A_G$: а, б – в сечениях А-А, Б-Б

Заключение

Разработана методика определения на основе конечно-элементного анализа максимальной нагруженности строительных систем при запроектных воздействиях с учетом физической нелинейности деформируемых объектов. Данная вычислительная схема может быть использована при оценке живучести металлических и железобетонных конструкций при возможных локальных повреждениях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Колчунов, В.И. Основные направления развития конструктивных решений и обеспечение безопасности жилища [Текст] / В.И. Колчунов // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №10. – С. 12-15.

2. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. – М.: АСВ, 2004. – 216 с.
3. Федоров, В.С. Предложения по развитию методики расчета по деформациям составных внецентренно сжатых элементов [Текст] / В.С. Федоров, Х.З. Баширов, Д.В. Казаков // Строительство и реконструкция. – Орел: Госуниверситет – УНПК. – 2012. – №2. – С. 85-88.
4. Клюева, Н.В. К оценке живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем при внезапных запроектных воздействиях [Текст] / Н.В. Клюева, О.А. Ветрова // Промышленное и гражданское строительство. – 2006. – №11. – С. 56-57.
5. Клюева, Н.В. К анализу живучести внезапно поврежденных рамных систем [Текст] / Н.В. Клюева, В.С. Федоров // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – №3. – С. 7-13.
6. Серпик, И.Н. Нагруженность многопролетных стальных балок при запроектных воздействиях [Текст] / И.Н. Серпик, А.А. Лелетко, А.А. Лагутина // Известия Орел ГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – 2007. – №2/14. – С. 169-175.
7. Серпик, И.Н. Генетический алгоритм оптимизации плоских железобетонных рам [Текст] / И.Н. Серпик, И.В. Мироненко, М.И. Смашнева // Бетон и железобетон. – 2011. – №4. – С. 17-21.
8. Верюжский, Ю.В. Методы механики железобетона [Текст] / Ю.В. Верюжский, В.И. Колчунов. – К.: Книжкове вид-во НАУ, 2005. – 653 с.
9. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст] / Госстрой РФ. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя РФ, 2004. – 29 с.
10. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой РФ. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя РФ, 2004. – 72 с.
11. Серпик, И.Н. Оптимизация железобетонных рам с учетом многовариантности нагружения [Текст] / И.Н. Серпик, И.В. Мироненко // Строительство и реконструкция. – Орел: Госуниверситет – УНПК. – 2012. – №1. – С. 33-39.

Серпик Игорь Нафтольевич

ФГБОУ ВПО «Брянская государственная инженерно-технологическая академия»

Доктор технических наук, профессор кафедры «Механика»

Тел.: +7 (4832) 64-88-00; +7 910 337 46 81

E-mail: iserpik@online.debryansk.ru

Мироненко Инна Вячеславовна

ФГБОУ ВПО «Брянская государственная инженерно-технологическая академия»

Аспирантка кафедры «Механика»

Тел.: +7 915 806 55 12

E-mail: mirinns@mail.ru

I.N. SERPIK, I.V. MIRONENKO

**THE METHOD FOR ESTIMATION OF STRESS LOADING
OF STRUCTURES AT EMERGENCY ACTIONS WITH ACCOUNT
OF MATERIALS NONLINEARITY**

The energy algorithm for analysis of maximum strains of building structures in a physically nonlinear formulation in situations of local damages is developed. The procedure for solving of the problem takes into account the work of active forces and nodal reactions of the finite-element model of the object. The effectiveness of such approach is illustrated by examples of computation of steel and reinforced concrete beams with the local damages of the structures.

Keywords: emergency actions; physical nonlinearity; finite elements model; work of forces.

BIBLIOGRAPHY

1. Kolchunov, V.I. Osnovnye napravleniya razvitija konstruktivnyh reshenij i obespechenie bezopasnosti zhiliwa [Tekst] / V.I. Kolchunov // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2007. – №10. – S. 12-15.

2. Geniev, G.A. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnyh konstrukcij pri zaproektnyh vozdeystvijah [Tekst] / G.A. Geniev, V.I. Kolchunov, N.V. Kljueva, A.I. Nikulin, K.P. Pjatkrestovskij. – M.: ASV, 2004. – 216 s.
3. Fedorov, V.S. Predlozhenija po razvitiyu metodiki rascheta po deformatsijam sostavnyh vnecentrenno szhatyh jelementov [Tekst] / V.S. Fedorov, H.Z. Bashirov, D.V. Kazakov // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – Orel: Gosuniversitet – UNPK. – 2012. – №2. – S. 85-88.
4. Kljueva, N.V. K ocenke zhivuchesti zhelezobetonnyh ramno-sterzhnevyyh konstruktivnyh sistem pri vnezapnyh zaproektnyh vozdeystvijah [Tekst] / N.V. Kljueva, O.A. Vetrova // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2006. – №11. – S. 56-57.
5. Kljueva, N.V. K analizu zhivuchesti vnezapno povrezhdennyh ramnyh sistem [Tekst] / N.V. Kljueva, V.S. Fedorov // Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. – 2006. – №3. – S. 7-13.
6. Serpik, I.N. Nagruzhenost' mnogoproletnyh stal'nyh balok pri zaproektnyh vozdeystvijah [Tekst] / I.N. Serpik, A.A. Leletko, A.A. Lagutina // Izvestija Orel GTU. Serija «Stroitel'stvo. Transport». – 2007. – №2/14. – S. 169-175.
7. Serpik, I.N. Geneticheskij algoritm optimizacii ploskih zhelezobetonnyh ram [Tekst] / I.N. Serpik, I.V. Mironenko, M.I. Smashneva // Beton i zhelezobeton. – 2011. – №4. – S. 17-21.
8. Verjuzhskij, Ju.V. Metody mehaniki zhelezobetona [Tekst] / Ju.V. Verjuzhskij, V.I. Kolchunov. – K.: Knizhkovye vid-vo NAU, 2005. – 653 s.
9. SNIp 52-01-2003. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii [Tekst] / Gosstroj RF. – M.: GUP NIIZhB Gosstroja RF, 2004. – 29 s.
10. SP 52-101-2003. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii bez predvaritel'nogo naprjazhenija armatury / Gosstroj RF. – M.: GUP NIIZhB Gosstroja RF, 2004. – 72 s.
11. Serpik, I.N. Optimizacija zhelezobetonnyh ram s uchetom mnogovariantnosti nagruzhenija [Tekst] / I.N. Serpik, I.V. Mironenko // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – Orel: Gosuniversitet – UNPK. – 2012. – №1. – S. 33-39.

Serpik Igor Naftolevich

Bryansk state engineering and technological academy, Bryansk
Doctor of technical science, professor of department «Mechanics»
Ph.: +7 (4832) 64-88-00; +7 910 337 46 81
E-mail: iserpik@online.debryansk.ru

Mironenko Inna Vyacheslavovna

Bryansk state engineering and technological academy, Bryansk
Post-graduate student of department «Mechanics»
Ph.: +7 915 806 55 12
E-mail: mirinns@mail.ru

СИДОРОВ А.В.

ПОВЫШЕНИЕ ТОЧНОСТИ ДВУСТОРОННИХ ОЦЕНОК ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ ЖЕСТКОСТИ СЕЧЕНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЛЕММЫ «О ВКЛЮЧЕНИИ» В ЗАДАЧАХ КРУЧЕНИЯ УПРУГИХ ПРИЗМ

В статье рассматривается способ повышения точности двусторонних оценок геометрической жесткости кручения призматического бруса с выпуклым контуром, получаемых с помощью изопериметрического метода с использованием метода интерполяции решений по коэффициенту формы. При этом опорные решения могут принадлежать к любому классу областей в зависимости от вида искомой фигуры. В частности, рассмотрено повышение точности на примере задач о кручении упругих призматических стержней.

Ключевые слова: кручение призматических стержней; приведенная жесткость кручения; коэффициент формы; изопериметрический метод; метод интерполяции по коэффициенту формы.

Лемма «о включении» довольно широко используется в задачах математической физики [1] и строительной механики [2] при нахождении двусторонних оценок интегральных физических характеристик F с помощью изопериметрического метода.

Сущность способа, основанного на использовании леммы «о включении» [4], заключается в построении описанной области R_1 вокруг заданной H площадью A_1 и вписанной области R_2 площадью A_2 , таких что:

- 1) R_1 содержит в себе H ;
- 2) R_2 содержится внутри H ;
- 3) $A_1 \geq A \geq A_2$;
- 4) $A_2/A_1 = k \leq 1$.

При этом решения рассматриваемой задачи с областями (сечениями) R_1 и R_2 известны. Эти решения дают двусторонние оценки искомым интегральным характеристикам F для заданной области. Получаемые таким образом оценки действительных значений F в зависимости от формы и размеров области имеют довольно широкий диапазон разброса – от нуля до 10...15% и более. Применение леммы «о включении» с использованием для этих целей метода интерполяции решений по коэффициенту формы (МИКФ) позволяет существенно улучшить одну из оценок F .

В задаче чистого кручения призматического стержня основной геометрической характеристикой сечения, характеризующей его деформативность, является геометрическая жесткость кручения I_k (см⁴). Обычно используют безразмерную (приведенную) геометрическую жесткость сечения $i_k = I_k/A^2$.

В основу МИКФ положено геометрическое моделирование формы области в двумерных задачах строительной механики путем изменения ее геометрической меры – коэффициента формы K_f [3], определяемого по формуле:

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

где L – периметр области; h – высота перпендикуляра, опущенного из произвольной точки внутри области на касательную к переменной точке контура; ds – линейный элемент контура.

Как было показано в работе [3], для сечений определенного множества, объединенных каким-либо одним непрерывным геометрическим преобразованием, значения i_k определяется элементарным соотношением:

$$i_k = K(K_f)^n, \quad (2)$$

где K – коэффициент пропорциональности, который зависит от вида выбранного геометрического преобразования; коэффициент K и показатель степени n определяются по двум «опорным» (известным) решениям для каких-либо двух сечений, принадлежащих этому преобразованию.

В работе [2] была установлена закономерность о двусторонней ограниченности всего множества значений приведенной геометрической жесткости сечений. Графически это свойство условно показано на рисунке 1, где по оси ординат откладываются значения i_k , а по оси абсцисс для удобства представления графического материала – величина, обратная коэффициенту формы $1/K_f$. На этом рисунке кривая I соответствует значениям приведенной геометрической жесткости сечений в виде эллипса и образует верхнюю границу для всего множества сечений с выпуклым контуром; кривая II соответствует значениям i_k для сечений в виде прямоугольника и образует верхнюю границу для всех треугольных и четырехугольных сечений с выпуклым контуром; кривая III соответствует значениям i_k для сечений в виде многоугольников, все стороны которых касаются вписанной окружности, включая правильные многоугольники и круг, а кривая IV – значениям i_k для сечений в виде треугольников; кривые III и IV образуют нижнюю границу для всех сечений с выпуклым контуром.

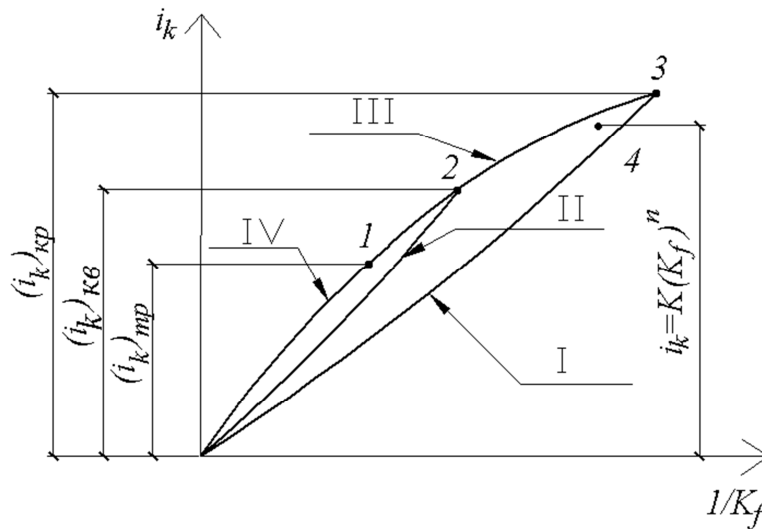


Рисунок 1 – Двусторонняя ограниченность всего множества значений приведенной геометрической жесткости сечений

Рассмотрим сечение в виде шестиугольника (рис. 2). Опишем вокруг него прямоугольник $\Pi_{оп}$ с минимально возможной площадью A_1 и впишем в него прямоугольник $\Pi_{вп}$ с максимально возможной площадью A_2 . Лемма «о включении» справедлива тогда, когда для этих трех фигур выполняется условие $(K_f)_{оп} \geq K_f \geq (K_f)_{вп}$. Здесь индексы указывают принадлежность используемых параметров к описанной и вписанной областям. Согласно лемме «о включении» для этих сечений в задаче о кручении упругих призматических стержней имеет место соотношение:

$$(i_k)_{он} \leq i_k \leq (i_k)_{вп}. \quad (3)$$

Неравенства (3) можно повернуть в другую сторону, если $(K_f)_{оп} \leq K_f \leq (K_f)_{вп}$. Графически двухстороннее неравенство (3) изображено на рисунке 3, где кривая соответствует изменению i_k для множества сечений в виде прямоугольников, объединенным некоторым геометрическим преобразованием. Точка a соответствует приведенной геометрической жесткости для описанного прямоугольника, точка b – для вписанного прямоугольника, точка 2 – для заданного шестиугольника, а точка 1 – для прямоугольника, у которого коэффициент формы равен коэффициенту формы заданного шестиугольника. Заметим, что в зависимости от используемых фигур, вписываемых в заданное сечение и описываемых вокруг него, точка 2 может оказаться выше кривой a -1- b .

С помощью МИКФ по формуле (2) можно найти значение i_k , соответствующее прямоугольному сечению, имеющему такое же значение K_f , как и у заданного шестиугольника.* На основании свойства о двусторонней ограниченности значение i_k для искомого шестиугольника будет располагаться на графике ниже точки 1, т.к. прямоугольное сечение дает верхнюю границу i_k для всех сечений в виде многоугольников и треугольников в соответствующем диапазоне значений коэффициентов формы. Исходя из этого, двустороннее неравенство (3) можно усилить:

$$K(K_f)^n \geq i_k \geq (i_k)_{en}, \quad (4)$$

где верхняя граница получается по двум «опорным» решениям.

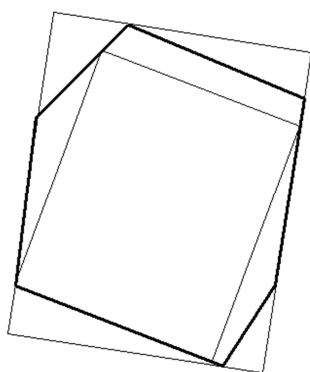


Рисунок 2 – Описанный и вписанный прямоугольники вокруг заданного шестиугольника

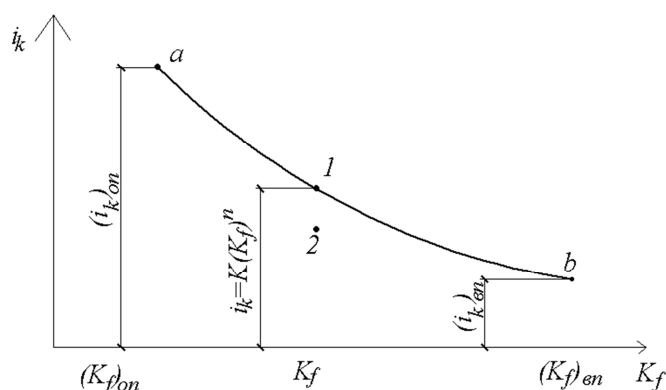


Рисунок 3 – Изменение приведенной геометрической жесткости сечений при переходе от одной опорной области к другой

При использовании леммы «о включении» не обязательно в качестве вписанной и описанной принимать фигуры одного класса. Их выбор зависит от формы заданного сечения, для которого оценка приведенной геометрической жесткости будет зависеть от «похожести» вписанной и описанной фигуры на исходную область. Например, для заданного сечения в виде правильной восьмиугольной области в качестве описанной фигуры можно использовать круг, а в качестве вписанной – квадрат (рис. 4).

Согласно лемме «о включении» функция (2), аппроксимирующая все решения между описанным кругом и вписанным квадратом, представляется пунктирной кривой 2-3, а искомое – точкой 4 (рис. 5). Поскольку пунктирная кривая лежит ниже действительной кривой 2-3, то неравенство (4) следует представить в следующем виде:

$$K(K_f)^n \leq i_k \leq (i_k)_{en}. \quad (5)$$

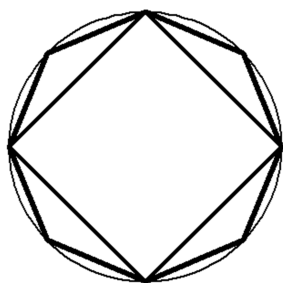


Рисунок 4 – Описанный круг и вписанный квадрат в правильный восьмиугольник

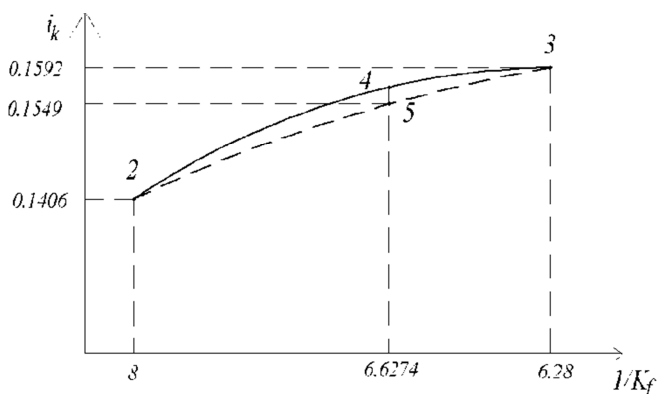


Рисунок 5 – Иллюстрация к примеру использования леммы «о включении»

* Это значение может быть найдено по известным решениям, приводимым в соответствующей справочной и научной литературе.

Искомое значение i_k для сечения в виде правильного восьмиугольника будет располагаться между ординатами точек 5 и 3. Таким образом, получаемая оценка i_k для сечения в виде правильного восьмиугольника повышается.

В рассмотренном примере для правильного восьмиугольника $K_f = 6,6274$, $i_k = 0,1574$; для круга $K_f = 2\pi$, $i_k = 0,1592$; для квадрата $K_f = 8$, $i_k = 0,1406$. Согласно изопериметрическому методу для сечения в виде правильного восьмиугольника:

$$0,1592 \geq i_k \geq 0,1406; i_k = 0,1499 \pm 0,0093.$$

Среднее значение отличается от действительного на 4,76%.

Воспользуемся леммой «о включении». Для описания кривой 2-3 на рисунке 1 используем степенную функцию (2) с приведенными опорными решениями:

$$n = \frac{\ln(i_{k2}/i_{k1})}{\ln(K_{f2}/K_{f1})} = \frac{\ln(0,1406/0,1592)}{\ln(8/2\pi)} = -0,5143;$$

$$i_k = 0,4097(K_f)^{-0,5143}.$$

Для точки 5 на рисунке 5 по этой формуле получим:

$$i_k = 0,4097 \cdot (6,6274)^{-0,5143} = 0,1549.$$

Тогда $0,1592 \geq i_k \geq 0,1549$; $i_k = 0,15705 \pm 0,00215$.

Среднее значение приведенной жесткости, полученное по этому неравенству, отличается от действительного значения $i_k = 0,1574$ на 0,22%.

Таким образом, использование совместно изопериметрического метода, МИКФ и леммы «о включении» для построения двусторонних изопериметрических неравенств позволяет существенно улучшить оценки приведенной геометрической жесткости сечений для призматических упругих брусьев.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Полия, Г. Изопериметрические неравенства в математической физике [Текст] / Г. Полия, Г. Сеге. – М.: Госфизматиздат, 1962. – 336 с.
2. Коробко, В.И. Развитие и применение изопериметрического метода к решению задач строительной механики пластин [Текст]. – Дисс. ... докт. техн. наук: 05.23.17. – Хабаровск, 1982. – 323 с.
3. Коробко, А.В. Геометрическое моделирование формы области в двумерных задачах теории упругости [Текст] / А.В. Коробко. – М.: АСВ, 1999. – 304 с.
4. Коробко, В.И. Изопериметрический метод в строительной механике [Текст] / В.И. Коробко // Теоретические основы изопериметрического метода. – М.: АСВ стран СНГ, 1997. – Т. 1. – 390 с.

Сидоров Алексей Владимирович

ФГБОУ ВПО «Орловский государственный аграрный университет», г. Орел

Старший преподаватель кафедры «Агропромышленное и гражданское строительство»

E-mail: Sidorovavorel@gmail.com

A.V. SIDOROV

AN INCREASE OF ACCURACY OF TWO-SIDED ESTIMATES OF GEOMETRICAL STIFFNESS OF SECTIONS WITH THE USE «ABOUT INCLUSION» LEMMA IN THE PROBLEMS CONNECTED WITH THE TWISTING OF THE ELASTIC PRISMS

In the work we are looking through the questions connected with the increase of accuracy two-sided evaluations of the isoperimetric method with the help of interpolation method of solution accord-

ing to the form coefficient. Areas with salient contour are considered by this supporting decisions and can belong to any area classes according to the kind of desired figure. In particular, the increase of accuracy for the example of the tasks about the twisting of the elastic prismatic sticks.

Keyword: interpolation; form factor; double-sided limitedness; rotation of the bars.

BIBLIOGRAPHY

1. Polia, G. Izoperimetricheskie neravenstva v matematicheskoj fizike [Tekst] / G. Polia, G. Sege. – M.: Gosfizmatizdat, 1962. – 336 s.
2. Korobko, V.I. Razvitie i primenenie izoperimetricheskogo metoda k resheniju zadach stroitel'noj mehaniki plastin [Tekst]. – Diss. ... dokt. tehn. nauk: 05.23.17. – Habarovsk, 1982. – 323 s.
3. Korobko, A.V. Geometricheskoe modelirovanie formy oblasti v dvumernyh zadachah teorii uprugosti [Tekst] / A.V. Korobko. – M.: ASV, 1999. – 304 s.
4. Korobko, V.I. Izoperimetricheskij metod v stroitel'noj mehanike [Tekst] / V.I. Korobko // Teoreticheskie osnovy izoperimetricheskogo metoda. – M.: ASV stran SNG, 1997. – T. 1. – 390 s.

Sidorov Alexei Vladimirovich

Orel state agrarian university, Orel

Apper teacher of department «Agroindustrial and sivil construction»

E-mail: Sidorovavorel@gmail.com

УДК 691 004.94 519.876.5

ЯНЧЕНКО В.С., ЛУКУТЦОВА Н.П., ДЕГТЯРЕВ Е.В.,
КОРОЛЕВА Е.Л., ШИРКО С.В.

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА ПОДБОРА СОСТАВА ПЕСЧАНОЙ СМЕСИ

Рассмотрено моделирование процесса подбора зернового (дисперсного) состава песчаной смеси с помощью компьютерной среды Model Vision Studium (MvS, версия 4). Предложена динамическая модель функционирования классифицирующего аппарата (грохота), работающего по схеме «от мелкого к крупному».

Ключевые слова: математическая модель; песчаная смесь; зерновой состав; гибридный автомат; рабочее окно.

В связи с широким и разнообразным применением дисперсных материалов в различных отраслях строительства зерновой состав и другие дополнительные показатели, характеризующие эти материалы (величина полной и удельной поверхности, средний размер частиц, однородность частиц по размеру и форме и т.д.), имеют большое практическое значение.

При решении технологических задач удобно использовать суммарные (интегральные) кривые распределения, построенные по накопленным частотам. Накопленная частота – относительное количество заполнителя крупнее или мельче данного размера, которая содержится в исследуемой смеси. Суммарная кривая распределения менее чувствительна к интервалам крупности отдельных фракций, и по ней легко можно определить выход любой фракции как разность соответствующих ординат. Сравнение суммарных кривых между собой нагляднее и проще.

Для песка интегральной кривой распределения является график его зернового состава, приведенный на рисунке 1.

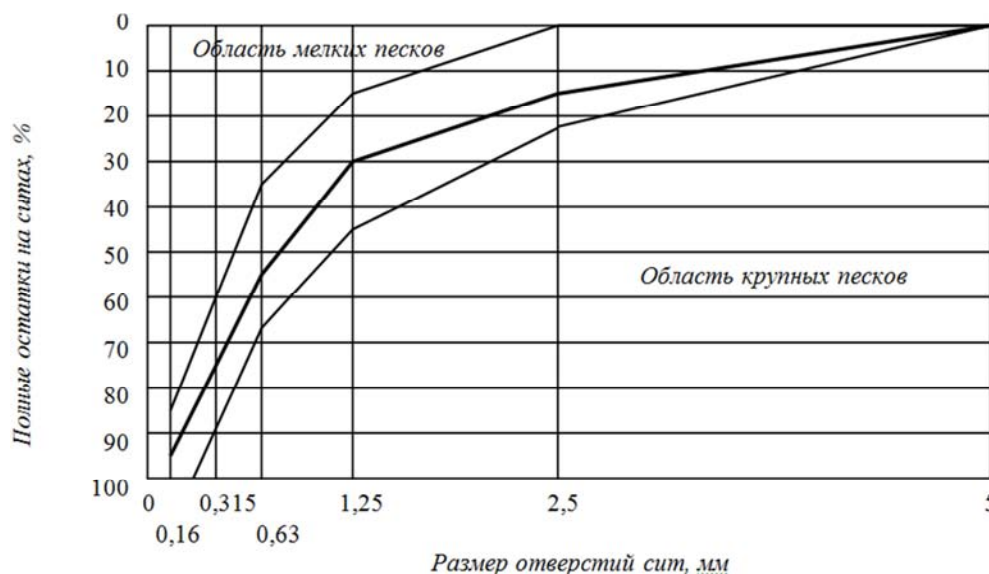


Рисунок 1 – График зернового состава песка

На практике чаще всего ставят задачу получения наиболее рациональной песчаной смеси (область между границами мелкого и крупного песков на рисунке 1) для бетонов и растворов.

Если кривая просеивания лежит в пределах заштрихованной области рисунка 1, то песок пригоден для бетонных и растворных смесей. Если же кривая выходит из заштрихованной области, то песок обогащают, отсеивая часть фракций, которые оказались в избытке.

Для бетона класса В25 и выше рекомендуется использовать крупный песок с модулем крупности более 2,5. Пески с модулем крупности равным от 1,5 до 2 допускается применять в бетонах класса до В15.

Применение мелких песков, обладающих большой удельной поверхностью зерен, приводит к перерасходу цемента в бетоне. Поэтому их целесообразно использовать в качестве мелкой фракции фракционированных песков. Мелкие пески употребляют для изготовления бетона только при надлежащем экономическом обосновании. При этом обязательно вводить в состав бетона или раствора пластифицирующие или воздухововлекающие добавки.

Общее содержание в песке мелких частиц размером меньше 0,315 мм должно быть от 15 до 20%, в том числе пылевидных частиц крупностью от 0,06 до 0,16 мм – от 3 до 7%. Если в природном песке недостает самой мелкой фракции, вводят тонкомолотые минеральные добавки – пылевидную золу ТЭС, каменную муку (но не более 20% от массы цемента).

При разработке технологического процесса подбора состава смесей и требуемых параметров компонентов эффективно использовать вычислительную технику, освобождающую специалистов от рутинной вычислительной работы и позволяющую рассматривать большое количество вариантов.

Для описанной выше задачи компьютерная программа должна позволять смоделировать процесс грохочения смеси, состоящей из мелкозернистого и крупнозернистого песков, в результате чего получается песчаная смесь рационального состава, пригодная для применения в бетонах и растворах.

Современный подход к математическому компьютерному моделированию технологических процессов и устройств предполагает использование динамических моделей, что связано, во-первых, со сложностью моделируемых объектов, и, во-вторых, с необходимостью оперативного вмешательства в работу модели. В этом отношении наиболее эффективным представляется использование формализма гибридного автомата.

По определению гибридным автоматом H называют кортеж:

$$H = (Q, X, Init, f, Inv, E, G, R), \quad (1)$$

где Q – конечное множество дискретных переменных; X – множество непрерывных переменных; $Init \subseteq Q \times X$ – множество начальных состояний; $f: Q \times X \rightarrow X$ – вектор функция, являющаяся правой частью системы обыкновенных дифференциальных уравнений первого порядка относительно $x \in X$, зависящая от дискретных переменных; $Inv: Q \rightarrow 2^X$ – множество инвариантов, связанных с каждым значением переменной $q \in Q$; $E \subseteq Q \times Q$ – множество дискретных переходов; $G: E \rightarrow 2^X$ – множество предохраняющих предикатов, присвоенных каждому переходу $e = (q, q') \in E$; $R: E \times X \rightarrow 2^X$ – множество правил переопределения начальных условий, заданных на каждой дуге $e = (q, q') \in E$ для непрерывных переменных $x \in X$.

Переменные $x \in X$ называются непрерывными, т.к. они являются решением дифференциальных уравнений, а переменные $q \in Q$ дискретными, определяющими конечное множество режимов работы или состояний автомата. Под состоянием гибридного автомата H понимается пара $(q, x) \in Q \times X$. Предполагается, что правая часть дифференциальных уравнений удовлетворяет условиям Липшица по $x \in X$.

Для реализации данного метода моделирования необходима адекватная компьютерная среда. В данном исследовании используется пакет Model Vision Studium (MvS, версия 4). Пакет MvSt разработан исследовательской группой «Моделирование сложных динамических систем» при факультете Технической кибернетики Санкт-Петербургского государственного политехнического университета.

Пакет MvS решает следующие основные задачи:

- поддерживает интерфейс пользователя для создания математической модели исследуемой системы, а также обеспечивает контроль корректности этой модели;

- обеспечивает автоматическое построение компьютерной модели, соответствующей заданной математической;
- обеспечивает корректное проведение активного вычислительного эксперимента с компьютерной моделью на уровне абстракции математической модели.

Вычислительный процесс расчета дисперсного состава песчаной смеси строится по зонам в зависимости от диаметра ячеек сит (диаметра частиц песка). Фактически это является математической моделью функционирования классифицирующего аппарата (грохота), работающего по схеме «от мелкого к крупному».

Граф гибридного автомата, построенный средствами пакета MvS и называемый в принятой терминологии картой поведения, показан на рисунке 2.

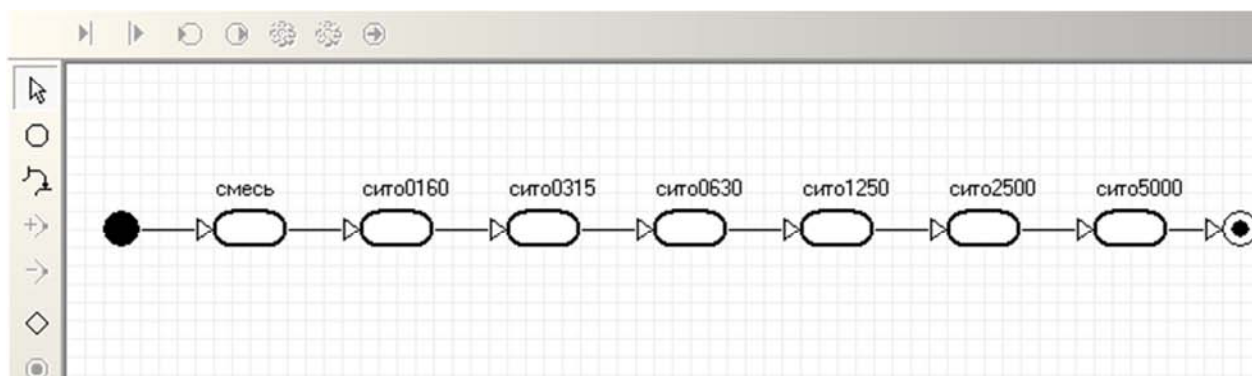


Рисунок 2 – Карта поведения модели

В этой модели отдельным состояниям предписана непрерывная деятельность, представленная системой алгебраических уравнений. Увеличение непрерывной переменной d (диаметра частиц) определяется ростом локального времени в данном состоянии; переопределение начальных условий производится во входных действиях каждого состояния.

Для достижения высокой интерактивности модели разработан $2d$ -анимационный объект – «Рабочее окно», приведенное на рисунке 3.

Рабочее окно

Исходные данные

Мелкий песок (остаток на ситах, %)

81	50	15.9	6	2.4
0,16мм	0,315мм	0,63мм	1,25мм	2,50мм

Крупный песок (остаток на ситах, %)

100	88	75	55	30
0,16мм	0,315мм	0,63мм	1,25мм	2,50мм

Моделирование

Задать для смеси остаток на ситах 1,25мм, %:

Мелкий песок в смеси, %: Крупный песок в смеси, %:

Песчаная смесь (остаток на ситах, %)

	0,16мм	0,315мм	0,63мм	1,25мм	2,5мм
ГОСТ мелкий:	90	74	37	15	1
СМЕСЬ:	<input type="text" value="92.2448"/>	<input type="text" value="72.4897"/>	<input type="text" value="50.8775"/>	<input type="text" value="35"/>	<input type="text" value="18.7346"/>
ГОСТ крупный:	100	90	70	46	20

Рисунок 3 – Рабочее окно для интерактивного управления моделью

Пользователь имеет возможность в «Рабочем окне» вводить данные по зерновому составу мелкого и крупного компонентов смеси. Для проведения моделирования указывается одна из точек диаграммы зернового состава песчаной смеси (выбрано значение для остатка на сите 1,25 мм). При запуске модель выводит в «Рабочем окне» требуемое процентное содержание мелкого и крупного песка в смеси и зерновой состав смеси. Строится также диаграмма зернового состава (рис. 4).

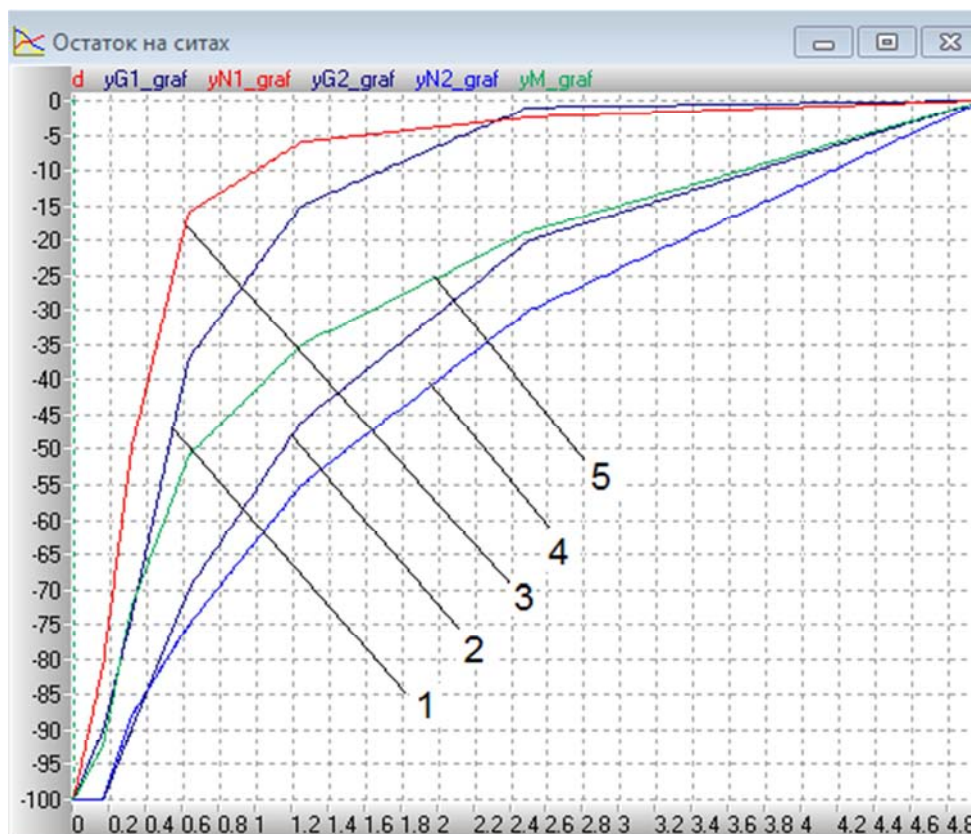


Рисунок 4 – Диаграмма модели зернового состава песчаной смеси:

- 1, 2 – графики, соответствующие ГОСТ 8736-93 «Песок для строительных работ. Технические условия»;
 3, 4 – графики, характеризующие зерновой состав мелкого и крупного песка соответственно;
 5 – график зернового состава смоделированной песчаной смеси

По результатам моделирования пользователь оценивает полученный результат и при необходимости может изменить его, вводя новое значения остатка на сите 1,25 мм для песчаной смеси.

Таким образом предлагаемая методика применения формализма гибридного автомата, реализованная в среде MvS, позволяет в динамическом режиме анализировать и подбирать требуемый дисперсный состав песчаной смеси, а также моделировать работы классифицирующих аппаратов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баженов, Ю.М. Технология бетона [Текст] / Ю.М. Баженов. – М.: АСВ, 2007. – 528 с.
2. ГОСТ 8736-93. Песок для строительных работ. Технические условия [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1995. – 12 с.
3. Самсонов, В.Т. О законе распределения размеров частиц пыли [Текст] / В.Т. Самсонов // Научные работы институтов охраны труда ВЦСПС / Моск. ин-т охраны труда. – 1964. – Вып. 3 (29).
4. Сениченков, Ю.Б. Численное моделирование гибридных систем [Текст] / Ю.Б. Сениченков. – СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2004. – 206 с.
5. Колесов, Ю.Б. Объектно-ориентированное моделирование сложных динамических систем [Текст] / Ю.Б. Колесов. – СПб.: СПб ГПУ, 2004. – 240 с.

6. Колесов, Ю.Б. Моделирование систем. Динамические и гибридные системы [Текст] / Ю.Б. Колесов, Ю.Б. Сениченков. – С. Петербург, БХВ, 2006. – 224 с.

7. Колесов, Ю.Б. Моделирование систем. Объектно-ориентированный подход [Текст] / Ю.Б. Колесов, Ю.Б. Сениченков. – С. Петербург, БХВ, 2006. – 192 с.

Янченко Виктор Степанович

ФГБОУ ВПО «Брянская государственная инженерно-технологическая академия», г. Брянск

Кандидат технических наук, доцент

Тел.: +7 906 502 79 58

E-mail: vsy50@mail.ru

Лукутцова Наталья Петровна

ФГБОУ ВПО «Брянская государственная инженерно-технологическая академия», г. Брянск

Доктор технических наук, профессор, заведующая кафедрой «Производство строительных конструкций»

Тел.: +7 915 801 44 19

E-mail: natluk58@mail.ru

Дегтярев Евгений Владимирович

ФГБОУ ВПО «Брянская государственная инженерно-технологическая академия», г. Брянск

Студент

Тел.: +7 961 002 93 46

E-mail: evgeniy.degtyarev.91@mail.ru

Королева Елена Леонидовна

ФГБОУ ВПО «Брянская государственная инженерно-технологическая академия», г. Брянск

Кандидат технических наук, доцент

Тел.: +7 920 605 50 90

Ширко Светлана Валерьевна

ФГБОУ ВПО «Брянская государственная инженерно-технологическая академия», г. Брянск

Студент

Тел.: +7 953 295 57 87

V.S. YANCHENKO, N.P. LUKUTSOVA,
E.V. DEGTYAREV, E.L. KOROLEVA, S.V. SHIRKO

**MATHEMATICAL MODELING OF SAND MIXTURE
COMPOSITION**

Considered simulation of the process of selection of grain (dispersed) composition of the sand mixture with the help of computer environment Model Vision Studium (MvS), version 4. Proposed dynamic model of the class of the device (noise), working under the scheme «from small to big».

Keywords: *mathematical model; sand mixture; grain composition; hybrid automaton; the working window.*

BIBLIOGRAPHY

1. Bazhenov, Ju.M. Tehnologija betona [Tekst] / Ju.M. Bazhenov. – M.: ASV, 2007. – 528 s.
2. GOST 8736-93. Pesok dlja stroitel'nyh rabot. Tehnicheskie uslovija [Tekst]. – M.: Izd-vo standartov, 1995. – 12 s.
3. Samsonov, V.T. O zakone raspredelenija razmerov chastic pyli [Tekst] / V.T. Samsonov // Nauchnye raboty institutov ohrany truda VCSPPS / Mosk. in-t ohrany truda. – 1964. – Vyp. 3 (29).
4. Senichenkov, Ju.B. Chislennoe modelirovanie gibridnyh sistem [Tekst] / Ju.B. Senichenkov. – SPb.: Izd-vo Politehn. un-ta, 2004. – 206 s.
5. Kolesov, Ju.B. Ob'ektno-orientirovannoe modelirovanie slozhnyh dinamicheskikh sistem [Tekst] / Ju.B. Kolesov. – SPb.: SPb GPU, 2004. – 240 s.
6. Kolesov, Ju.B. Modelirovanie sistem. Dinamicheskie i gibridnye sistemy [Tekst] / Ju.B. Kolesov, Ju.B. Senichenkov. – S. Peterburg, BHV, 2006. – 224 s.
7. Kolesov, Ju.B. Modelirovanie sistem. Ob'ektno-orientirovannyj podhod [Tekst] / Ju.B. Kolesov, Ju.B. Senichenkov. – S. Peterburg, BHV, 2006. – 192 s.

Yanchenko Viktor Stepanovich

Bryansk state engineering and technological academy, Bryansk

Candidate of technical sciences, associate professor

Ph.: +7 906 502 79 58

E-mail: vsy50@mail.ru

Lukutcova Natal'ja Petrovna

Bryansk state engineering and technological academy, Bryansk

Doctor of technical science, professor, head of department «Production of construction designs»

Ph.: +7 915 801 44 19

E-mail: natluk58@mail.ru

Degtyarev Evgeniy Vladimirovich

Bryansk state engineering and technological academy, Bryansk

Student

Ph.: +7 961 002 93 46

E-mail: evgeniy.degtyarev.91@mail.ru

Koroleva Elena Leonidovna

Bryansk state engineering and technological academy, Bryansk

Candidate of technical sciences, associate professor

Ph.: +7 920 605 50 90

Shirko Svetlana Valerievna

Bryansk state engineering and technological academy, Bryansk

Student

Ph.: +7 953 295 57 87

ТИРАТУРЯН А.Н.

АНАЛИЗ ПРОГРАММ ДЛЯ «ОБРАТНОГО» РАСЧЕТА МОДУЛЕЙ УПРУГОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НЕЖЕСТКИХ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД НА СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Проведен анализ существующих моделей и программ для определения эксплуатационных значений модулей упругости элементов дорожных одежд, распространенных в мировой практике. Описан разработанный в РГСУ программный комплекс «Vibrolab», позволяющий производить «обратный» расчет модулей упругости элементов дорожных одежд.

Ключевые слова: обратный расчет; напряженно-деформированное состояние; модуль упругости.

В современных условиях эксплуатации автомобильных дорог большую актуальность приобретает совершенствование методики диагностики их прочности. В зарубежной практике вопросам диагностики прочности дорожной конструкции уделяется серьезное внимание. Широко распространены средства, позволяющие оценивать модули упругости элементов дорожной одежды на стадии эксплуатации, что очень важно при выборе стратегии ремонтно-восстановительных работ.

Наибольшее распространение в мировой практике для оценки состояния дорожных одежд получили установки динамического нагружения типа FWD. Объясняется это тем, что источник динамического воздействия типа «падающий груз» позволяет зарегистрировать чашу динамических прогибов дорожной конструкции на достаточном от точки ударного воздействия расстоянии, и хорошо моделирует реальный контакт колеса автотранспортного средства с покрытием автомобильной дороги (рис. 1).

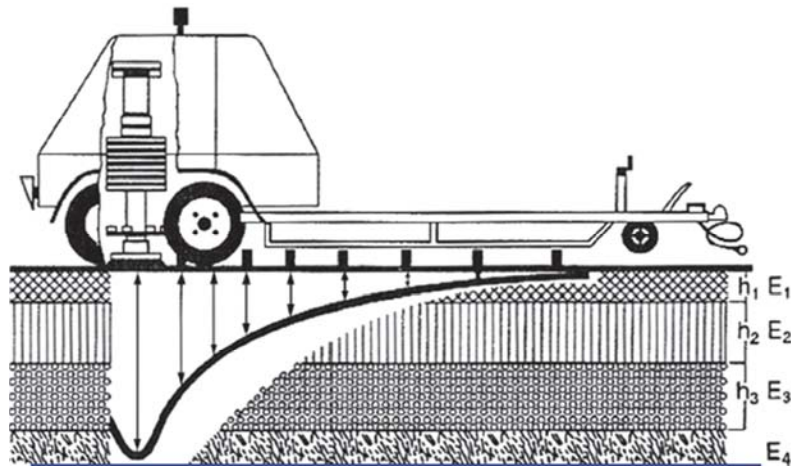


Рисунок 1 – Регистрация экспериментальной чаши динамических прогибов с использованием установки типа FWD

Для оценки состояния дорожных конструкций установками динамического нагружения FWD разработана обширная теоретическая база и метод «обратного» расчета «backcalculation». Данный метод основывается на определении динамических модулей упругости элементов дорожной конструкции на стадии эксплуатации по замеренной при экспериментальном нагружении чаше динамических прогибов. В работах зарубежных ученых [1] были выявлены зоны в геометрии чаши прогиба, анализируя которые возможно сделать вывод о состоянии конструктивных элементов дорожной одежды (табл. 1).

Таблица 1 – Зоны в геометрии чаши прогиба, характеризующие состояние конструктивных элементов дорожных одежд

Показатель	Зона	Единицы измерения	Значение
Центральное вертикальное перемещение	$d0$	мм	Состояние слоев покрытия
Внецентренное перемещение	dr	мм	Состояние слоя на эквивалентной глубине r
Индекс кривизны поверхности	$d0 - dr$	мм	Усталостные свойства связных слоев
Индекс повреждения основания	$d1 - dr$	мм	Состояние слоев основания
Фактор кривизны основания	$dn-1 - dn$	мм	Состояние дополнительного слоя основания
Индекс кривизны основания	$(d0 - dr)/d0$		Состояние слоя на эквивалентной глубине r
Коэффициент перемещения	$d0/dr$		Состояние слоя на эквивалентной глубине r

Здесь $d0$ – вертикальное перемещение поверхности покрытия, замеренное непосредственно в точке динамического нагружения; dr – вертикальное перемещение поверхности покрытия на расстоянии r от места нагружения, dn – вертикальное перемещение, замеренное на дальнем датчике, $d1$ – перемещение на ближнем от места нагружения датчике.

Для получения динамических модулей упругости слоев дорожной конструкции по данным экспериментальных измерений разработано большое количество подходов к проведению «обратного» расчета, являющегося, как правило, сложной процедурой, основанной на расчете с использованием механико-математических моделей. Восстановление эксплуатационных значений модулей упругости слоев дорожной одежды осуществляется таким образом, чтобы смещения точек покрытия, рассчитанные по модели, имели наименьшее отклонение от замеренных в полевых условиях величин.

Входными данными для решения задачи определения эксплуатационных значений модулей упругости являются:

- замеренная в полевых условиях чаша прогиба дорожной конструкции при динамическом воздействии;
- плотности слоев дорожной одежды;
- коэффициент Пуассона;
- данные о прикладываемой нагрузке.

В работе [2] приведен общий вид алгоритма «обратного» расчета, получившего распространение в мировой практике (рис. 2).

Революцией в механике дорожных одежд стало решение задачи об определении напряженно-деформированного состояния многослойной системы, впервые опубликованное профессором Колумбийского университета Д. Бурмистером в 1943 г. и позволившее производить анализ напряженно-деформированного состояния многослойной дорожной конструкции (D.M. Burmister, 1945) [3].

В основе его решения лежат следующие гипотезы:

- гомогенности, упругости и однородности каждого слоя многослойной среды;
- верхний слой многослойной среды обладает бесконечной протяженностью в горизонтальном направлении;
- нижний слой не ограничен ни в горизонтальном ни в вертикальном направлении.

Дальнейшие исследования Бурмистера были направлены на решение задачи об определении НДС трехслойной среды, и ему удалось получить уравнение для определения деформации поверхностного слоя. В дальнейшем, основываясь на работах Бурмистера, ученые Асум и Фох получили решение в закрытой форме для граничных напряжений под центром области нагружения [(W.A. Acum, 1951) [4]. В 1962 Schiffman (Schiffman, 1962) [5] получил оконча-

тельное решение для многослойной среды, которое до сих пор служит основой для программных комплексов анализа напряженно-деформированного состояния дорожной конструкции.

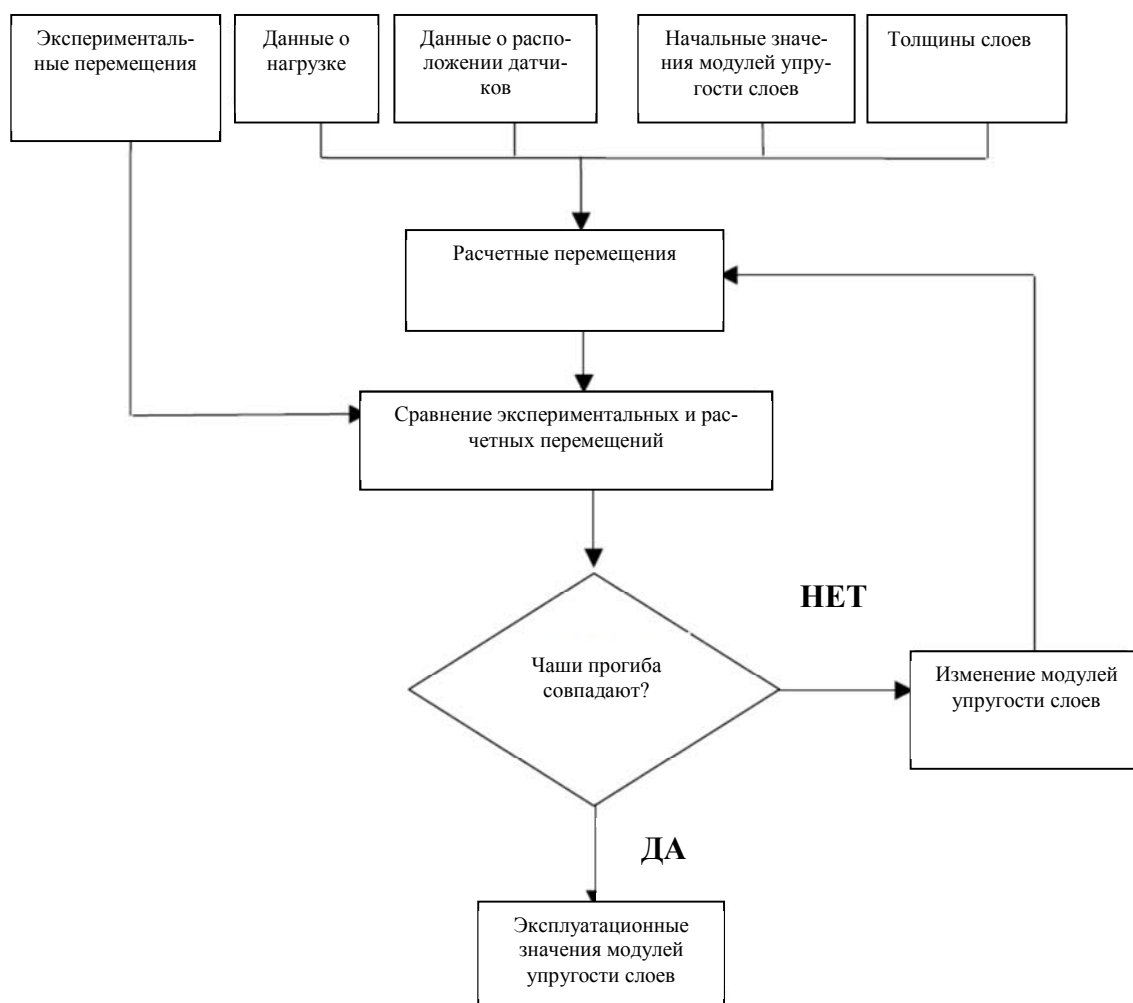


Рисунок 2 – Алгоритм определения модулей упругости слоев эксплуатируемых нежестких дорожных конструкций на стадии эксплуатации

Главным достоинством решения, полученного Бурмистером, является учет многослойности среды, что очень важно при расчете дорожной конструкции. На данный момент именно усовершенствованная модель Бурмистера лежит в основе большинства программных комплексов для анализа динамического напряженно-деформированного состояния дорожной конструкции.

Сейчас разработано большое количество программных комплексов, позволяющих производить «обратный» расчет динамических модулей упругости элементов эксплуатируемых дорожных конструкций. Некоторые из них разработаны непосредственно для установок FWD фирмы Dynatest (программный комплекс Elmod), но большинство может быть использовано с различными установками типа FWD. Однако следует отметить, что в основе большинства подобных программных комплексов лежит модернизированное и доработанное решение Бурмистера со всеми его недостатками. В ряде других программ (EverCalc, Wesdef) лежат сложные механико-математические модели, однако результаты, получаемые с использованием программ такого рода, зачастую не соответствуют реальности (особенно в случае расчета эксплуатационных значений модулей упругости дорожных конструкций с тонкими асфальтобетонными слоями) [6]. В основе зарубежных программных комплексов «обратного» расчета для анализа напряженно-деформированного состояния дорожных одежд используются т.н. базовые программы.

Программы обратного расчета и используемые ими базовые программы представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Программы «обратного» расчета для нежестких дорожных одежд

Наименование Программы обратного расчета	Максимальное число слоев моделируемой конструкции	Базовая программа	Нелинейное деформирование
BISDEF	4	BISAR	Нет
ELSDEF	4	ELSYM5	Нет
CHEVDEF	4	CHEVRON	Нет
MODULUS	4	WESLEA	Нет
EVERCALC	5	WESLEA	Есть
WESDEF	5	WESLEA	Нет
MODCOMP2	8	ELSYM5	Есть
BOUSDEF	4	Эквивалентной толщины (метод Boussinesq - Ode-mark)	Нет
ELMOD	4	Эквивалентной толщины (метод Boussinesq - Ode-mark)	Есть

Общими недостатками всех рассматриваемых программ является:

- Обратная задача об определении модулей упругости элементов нежесткой дорожной конструкции решается на основе статического решения теории упругости, что приводит к серьезным погрешностям и неточностям в расчете.

- В зарубежных программных комплексах для «обратного» расчета дорожная конструкция моделируется как среда, на границе слоев которой присутствует полное сцепление. При этом, как показали экспериментальные исследования динамического деформирования нежестких дорожных конструкций, проведенные в Ростовском государственном строительном университете, в процессе эксплуатации наблюдается рассогласование в работе конструктивных элементов нежестких дорожных одежд, обусловленное именно отсутствием межслойного сцепления.

Все вышесказанное подтверждает актуальность разработки собственного метода и программного комплекса для определения модулей упругости элементов нежесткой дорожной одежды на стадии эксплуатации. Данная методика была разработана в Ростовском государственном строительном университете. В ее основе лежит механико-математическая модель динамического напряженно-деформированного состояния системы «дорожная конструкция – грунт» [7]. На основе этой модели был разработан программный комплекс «Vibrolab», позволяющий строить многослойную модель дорожной конструкции и рассчитывать вертикальные перемещения точек поверхности дорожной одежды при ударном воздействии (рис. 3).

Существенным отличием программного комплекса «Vibrolab» от зарубежных аналогов является возможность учета вязкоупругих свойств материалов слоев нежестких дорожных одежд и возможность построения расчетных чаш динамических прогибов поверхности покрытия от воздействия практически любой установки ударного нагружения. Также существует возможность моделирования межслойных расслоений в структуре дорожной конструкции.

Адекватность разработанного программного комплекса была подтверждена при проведении экспериментальной регистрации чаш динамических прогибов на стадии строительства участка автомобильной дороги на участке «865 км автомобильной дороги М4 «ДОН». Экспериментальная регистрация чаш проводилась на поверхности слоя дорожной одежды с использованием мобильного виброизмерительного комплекса непосредственно по окончании работ по его устройству. Ударное воздействие возбуждалось с использованием малогабаритной установки ударного нагружения с массой груза 36 кг и высотой его падения 0,7 м (рис. 4).

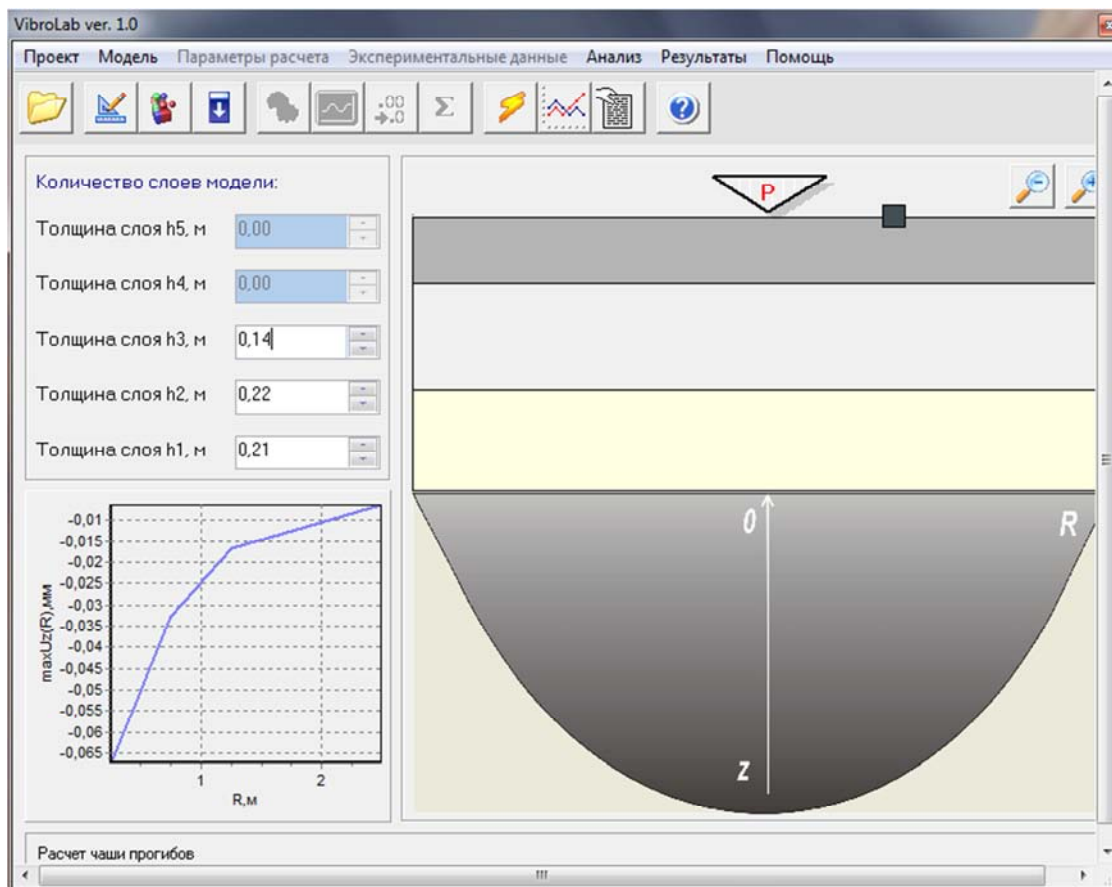


Рисунок 3 – Построение модели дорожной конструкции в программном комплексе Vibrolab

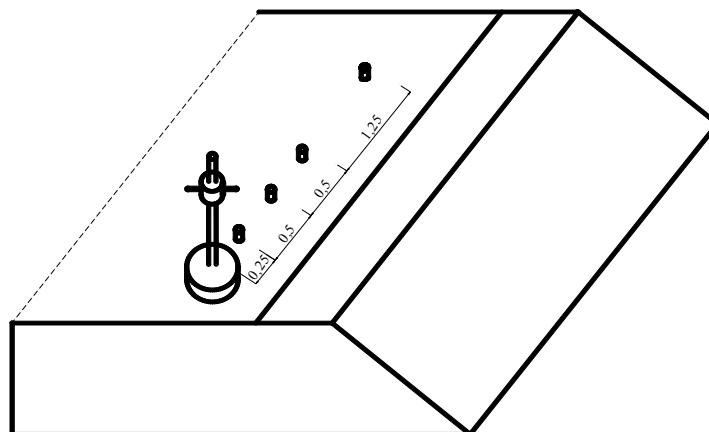


Рисунок 4 – Схема экспериментальной регистрации чаш максимальных динамических прогибов

Расчетные чаши динамических прогибов были получены путем моделирования ударного воздействия установки динамического нагружения на поверхность слоя. Как видно из рисунка, экспериментальные и расчетные чаши динамических прогибов характеризуются хорошей сходимостью (рис. 5).

В программном комплексе «Vibrolab» реализованы методики корректировки расчетных чаш максимальных динамических прогибов, что позволяет производить «обратный» расчет модулей упругости элементов дорожной одежды [8]. С использованием полученной информации о величине модулей упругости конструктивных элементов дорожной одежды возможно осуществлять выбор рациональных ремонтных мероприятий на участках автомобильных дорог.

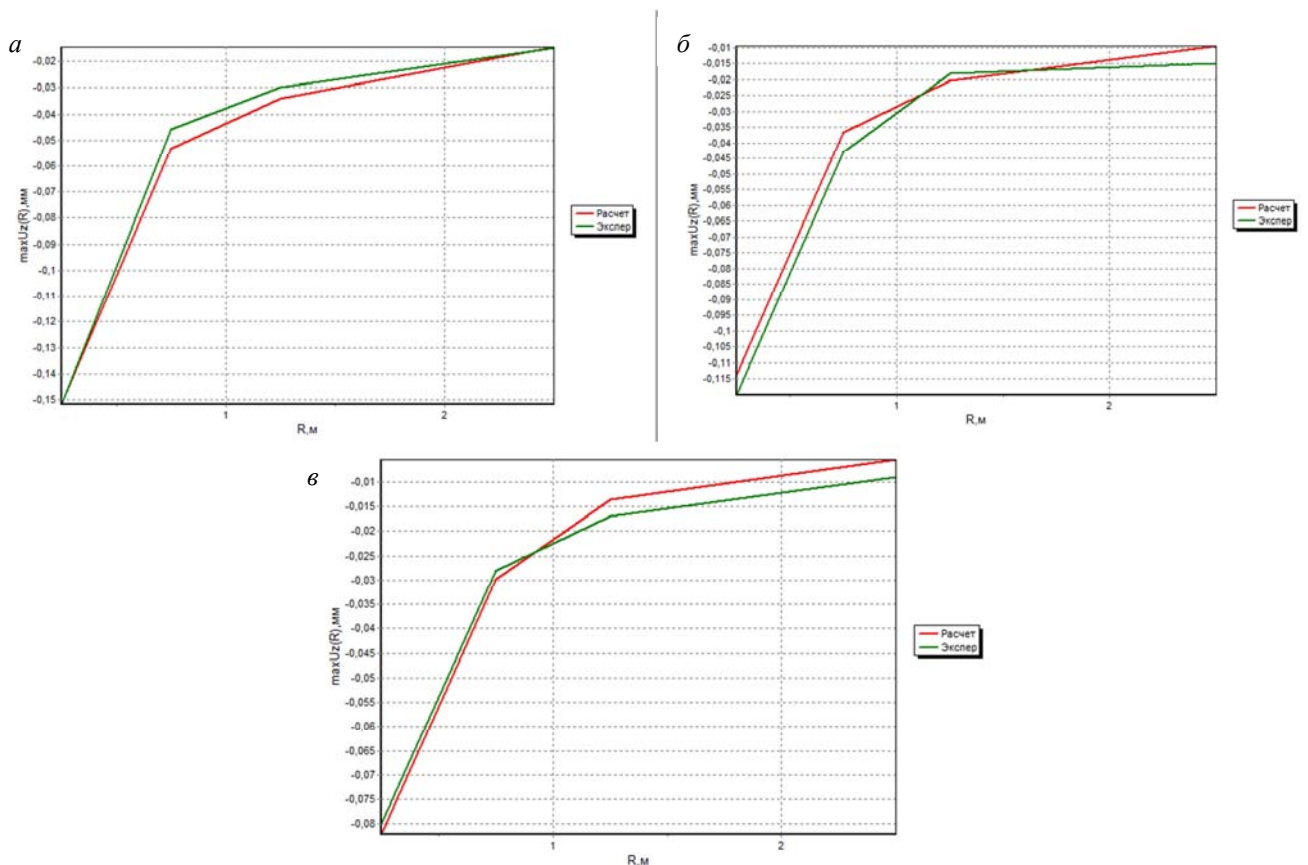


Рисунок 5 – Сопоставление экспериментальных чаш динамических прогибов и расчетных чаш, полученных с использованием комплекса «Vibrolab»
 а – расчетная и экспериментальная чаши прогибов на поверхности слоя песка;
 б – расчетная и экспериментальная чаши прогибов на поверхности слоя щебеночного основания;
 в – расчетная и экспериментальная чаши прогибов на поверхности слоя тощеого бетона

Выводы

1) Широкое распространение в зарубежной практике получили установки FWD, позволяющие осуществлять регистрацию чаш динамических прогибов дорожной одежды при ударном воздействии.

2) В зарубежной практике большое внимание уделяется вопросам разработки математических моделей напряженно-деформированного состояния дорожных одежд на автомобильных дорогах. Однако все эти модели основываются на устаревшем решении, предложенном Бурмистером и усовершенствованном впоследствии.

3) Общими недостатками рассмотренных программных комплексов являются следующие:

- Обратная задача об определении модулей упругости элементов нежесткой дорожной одежды решается на основе статического решения теории упругости, что приводит к серьезным погрешностям и неточностям в расчете.

- В зарубежных программных комплексах для «обратного» расчета дорожная конструкция моделируется как среда, на границе слоев которой присутствует полное сцепление. При этом, как показали экспериментальные исследования динамического деформирования нежестких дорожных конструкций, проведенные в Ростовском государственном строительном университете, в процессе эксплуатации наблюдается рассогласование в работе конструктивных элементов нежестких дорожных одежд, обусловленное именно отсутствием межслойного сцепления.

4) Разработан программный комплекс «Vibrolab», базирующийся на аналитической модели динамического напряженно-деформированного состояния многослойного полупространства «дорожная конструкция-грунт». Подтверждена адекватность данной модели, путем сопоставления экспериментально зарегистрированных чаш максимальных динамических прогибов с расчетными чашами, вычисленными в программном комплексе «Vibrolab».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Hoffman M.S., Thompson M.R. Mechanistic interpretation of nondestructive pavement testing deflections. Department of civil engineering. University of Illinois, 1981.
2. Kwasi A.A Validation of FWD testing results at the virginia smart road: Theoretically and by instrument responses. Dissertation submitted to the faculty of the Virginia polytechnic institute and State university in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of philosophy in civil engineering.
3. Burmister, D.M. «The general theory of stresses and displacements in layered soil systems» / D.M. Burmister//Journal of applied physics, Vol. 16, pps. 89-94, 126-127, 296-302. – 1945.
4. Acum, W.A., Fox L. Computation of load stresses in a three-layer elastic system // W.A. Acum, L. Fox // Geotechnique, Vol.2, pp. 293-300. – 1951.
5. Schiffman, R.L. (1962). General solution of stresses and displacements in layered elastic systems, proceedings of the international conference on the structural design of asphalt pavement, University of Michigan, Ann Arbor, USA.
6. Van Deusen D. Selection of flexible pavement backcalculation software for the minnesota road research project, Minnesota Department of transportation office of Minnesota road research, August, 1996.
7. Илиополов, С.К. Динамика дорожных конструкций [Текст] / С.К. Илиополов, М.Г. Селезнев, Е.В. Углова. – Ростов-на-Дону: Ростовский государственный строительный университет, 2002 – 258 с.
8. Мизонов, В.В. Использование метода «обратного» расчета при эксплуатации автомобильных дорог [Текст] / В.В. Мизонов, А.Н. Тиратуриян // Наука и техника в дорожной отрасли. – №1. – 2011.

Тиратуриян Артем Николаевич

Ростовский государственный строительный университет, г. Ростов-на-Дону
Магистр кафедры «Автомобильные дороги»
Тел.: +7 (863) 263-77-76

A.N. TIRATURYAN

**ANALYSIS OF THE PROGRAMS FOR «BACKWARD METHOD»
CALCULATION OF ELASTICITY MODULE FOR CONSTRUCTIVE
ELEMENTS FOR NONRIGID PAVEMENT COVERS
AT THE OPERATIONAL STAGE**

The analysis of existing models and programs to determine the operational elements of the values elastic moduli of pavement, common in the world. The developed software system in RGSU «Vibrolab», allows the backcalculation of the elastic moduli elements of the pavement.

Keywords: inverse calculation; the stress-strain state; the modulus of elasticity.

BIBLIOGRAPHY

1. Hoffman M.S., Thompson M.R. Mechanistic interpretation of nondestructive pavement testing deflections. Department of civil engineering. University of Illinois, 1981.
2. Kwasi A.A Validation of FWD testing results at the virginia smart road: Theoretically and by instrument responses. Dissertation submitted to the faculty of the Virginia polytechnic institute and State university in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of philosophy in civil engineering.
3. Burmister, D.M. «The general theory of stresses and displacements in layered soil systems» / D.M. Burmister//Journal of applied physics, Vol. 16, pps. 89-94, 126-127, 296-302. – 1945.
4. Acum, W.A., Fox L. Computation of load stresses in a three-layer elastic system // W.A. Acum, L. Fox // Geotechnique, Vol.2, pp. 293-300. – 1951.
5. Schiffman, R.L. (1962). General solution of stresses and displacements in layered elastic systems, proceedings of the international conference on the structural design of asphalt pavement, University of Michigan, Ann Arbor, USA.
6. Van Deusen D. Selection of flexible pavement backcalculation software for the minnesota road research project, Minnesota Department of transportation office of Minnesota road research, August, 1996.
7. Илиополов, С.К. Динамика дорожных конструкций [Текст] / С.К. Илиополов, М.Г. Селезнев, Е.В. Углова. – Ростов-на-Дону: Ростовский государственный строительный университет, 2002 – 258 с.
8. Мизонов, В.В. Использование метода «обратного» расчета при эксплуатации автомобильных дорог [Текст] / В.В. Мизонов, А.Н. Тиратуриян // Наука и техника в дорожной отрасли. – №1. – 2011.

Tiraturyan Artem Nicolaevich

Rostov state construction university, Rostov-on-Don
Master of department «Highways»
Tel.: +7 (863) 263-77-76

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-unpk.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»)
302020, г. Орел, ул. Московская, 77.
+7 (4862) 73-43-49
www.gu-unpk.ru
E-mail: oantc@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 04.07.2012 г.

Формат 70×108 1/16. Печ. л. 5.

Тираж 400 экз.

Заказ № _____

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической
базе ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.