

# ВЕСТНИК

ЮЖНО-УРАЛЬСКОГО № 22 (94)  
ГОСУДАРСТВЕННОГО  
УНИВЕРСИТЕТА 2007

ISSN 1991-9743

СЕРИЯ

## «СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА»

Выпуск 5

*Посвящается 40-летию кафедры  
«Строительная механика»*

Журнал включен в Реферативный журнал и Базы данных ВИНТИ. Сведения о журнале ежегодно публикуются в международной справочной системе по периодическим и продолжающимся изданиям «Ulrich's Periodicals Directory».

### Редакционная коллегия:

д.т.н, профессор **Асташкин В.М.** (*отв. редактор*); **Кравченко Т.А.** (*отв. секретарь*);  
д.т.н, профессор **Головнев С.Г.**; д.т.н. **Денисов С.Е.**; к.т.н., доцент **Кутин Ю.Ф.**;  
к.т.н., профессор **Максимов Ю.В.**; д.т.н., профессор **Панферов В.И.**;  
д.т.н., профессор **Потапов А.Н.**; к.т.н., профессор **Спасибожко В.В.**;  
д.х.н., профессор **Сухарев Ю.И.**; д.т.н., профессор **Трофимов Б.Я.**

### СОДЕРЖАНИЕ

От редакционной коллегии .....	3
Вступительное слово бывшего сотрудника кафедры строительной механики – депутата Государственной думы Панова Валерия Викторовича.....	4
Историческая справка .....	5
СОЛОМИН В.И. О развитии методов расчета гибких фундаментов и их оснований .....	6
ДУЖЕНКОВ А. А. На кафедре строительной механики определилась моя дальнейшая жизнь .....	11
<b>Теоретические исследования</b>	
ВЫСОКОВСКИЙ В.Л., ФАТТАХОВ Р.Р. Определение коэффициента динамичности при расчете балки, падающей на упоры .....	13

ДЕГТЯРЕВА Н.В. Построение аэродинамически устойчивой расчетной модели надземного газопровода с односторонней связью .....	15
ЕЛДАШОВ Ю.А., КАШЕВАРОВА Г.Г. Сравнительный анализ вариантов конструкций узла примыкания оконного блока к стеновому проему методом конечных элементов .....	17
КОРОБКО А.В., МАЛИНКИН Н.С. Геометрическое моделирование в задачах технической теории пластинок, связанных с параллелограммной областью .....	21
КОРОБКО В.И., БОЯРКИНА О.В. Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний треугольных пластинок .....	24
КОСОГОРОВ В.Г., ЧЕБОКСАРОВ Д.В. Оценка технического состояния эксплуатируемых зданий и сооружений на основе измерения риска аварии .....	27
МЕЛЬЧАКОВ А.П., ВАСИЛЬЕВ А.Г., КОСОГорова М. В. О формате технического регламента на величину риска аварии зданий и сооружений .....	29
MURASHEV A., DAVEY R., COOK G. Geotechnical design of the Te Apiti wind farm .....	34
НИКОЛЬСКИЙ И.С. Обеспечение требуемого уровня конструкционной безопасности строящихся зданий и сооружений в системе сертификации .....	39
ПОЛЯКОВ Ал.Аф. , ПОЛЯКОВ Ар.Ал. Динамика полишарнирных механических систем .....	42
ПОТАПОВ А.Н. О перспективах развития подхода, основанного на использовании алгебраической проблемы квадратичного вида в задачах строительной механики .....	46
ПОТАПОВ А.Н., АРТЕМЬЕВА Л.М. Вынужденные колебания каркасных зданий при периодических воздействиях .....	51
ШЛЕЙКОВ И.Б. Регулирование уровня конструкционной безопасности зданий и сооружений на стадии проекта .....	54
ШМАТКОВ С.Б. Расчет остаточного ресурса строительных конструкций зданий и сооружений .....	56
<b>Экспериментальные исследования</b>	
КАРИМОВ Р.М. Особенности развития осадок зданий, построенных на элювиальных грунтах в г. Магнитогорске .....	58
ОЛЕНЬКОВ В.Д., ПОПОВ Д.С. Оценка городских территорий по уровню градостроительной безопасности .....	60
ОЛЕНЬКОВ В.Д., ШУКУТИНА Е.В. Природные циклы подтопления территорий и учет их в градостроительном планировании .....	62
СОЛОМИН В.И., ГАВРИЛЮК В.В. Анализ методов расчета осадок фундаментов мелкого заложения .....	64
ШИШОВ И.И., ДАШКОВ А.Г. Расчет свай на действие вертикальной и горизонтальной сил .....	67

## ОТ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ

Публикации настоящего выпуска содержат статьи по теории, расчету и безопасности конструкций и посвящены 40-летию кафедры строительной механики ЮУрГУ-ЧПИ, состоявшемуся осенью 2006 г и выполнены в рамках многолетнего цикла исследований коллектива кафедры. В выпуске также приняли участие бывшие сотрудники кафедры и ее выпускники – специалисты в области оснований и фундаментов, проживающие в Челябинске, Владимире, Магнитогорске и Веллингтоне (Новая Зеландия). Кроме того, в выпуск вошли статьи ведущих специалистов в области строительной механики Екатеринбурга, Орла и Перми.

Выпуск открывается вступительной статьей академика РААСН, профессора Соломина В.И. – основателя кафедры строительной механики, в течение 35 лет ее бессменного руководителя и создателя научной школы фундаментостроения. В статье рассказано об истории создания кафедры, ее развитии и основных научных направлениях и достижениях.

Тематически выпуск делится на два раздела. В первом разделе изложены теоретические исследования по проблемам расчета и надежности сооружений. Рассматриваются задачи динамики

при сложном характере воздействия (удар, импульс, стационарный и нестационарный процессы при аэродинамическом воздействии) и учете внутреннего трения материала, исследуются температурные поля напряжений. Во втором разделе изложены вопросы практического и экспериментального характера.

В статьях выпуска нашли отражение современные подходы по теории расчета строительных конструкций: фундаментов, балок, плит, каркасов и др., представлены численные и аналитические методы расчета. Большое внимание в статьях выпуска уделено вопросам надежности, конструкционной безопасности зданий и сооружений и экспертным оценкам. Выпуск может быть полезен аспирантам и студентам старших курсов в плане приобретения ценной информации, а также помощи в постановке собственных исследований.

В состав редакционной коллегии данного выпуска вошли д-ра техн. наук, профессора Соломин В.И. (отв. ред. выпуска), Потапов А.Н. (зам. отв. ред. выпуска), Мельчаков А.П., к.т.н., профессор Оленьков В.Д. и к.т.н., доцент Высоковский В.Л. (отв. секретарь выпуска).

## ВСТУПИТЕЛЬНОЕ СЛОВО БЫВШЕГО СОТРУДНИКА КАФЕДРЫ СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКИ – ДЕПУТАТА ГОСУДАРСТВЕННОЙ ДУМЫ ПАНОВА ВАЛЕРИЯ ВИКТОРОВИЧА



Мне повезло: после защиты дипломной работы я был принят на кафедру строительной механики в качестве научного сотрудника. В то время это был творческий, энергичный коллектив, состоящий в основном из молодых людей, вчерашних студентов.

Несмотря на молодость коллектива, результаты его научных исследований были широко известны не только в нашей стране, но и за ее пределами. Сотрудники кафедры публиковали свои материалы в трудах международных конференций в Японии, Швеции, Германии, Австрии и других стран.

В течение многих лет они сотрудничали с Постоянной комиссией СЭВ по строительству, их разработками пользовались научно-исследовательские институты «Оснований и подземных сооружений» и «Бетона и железобетона» Госстроя СССР, проектные институты Москвы, Мурманска, Ставрополя, Хабаровска, Челябинска и многих других городов.

Эти успехи были достигнуты благодаря энергичной, инициативной работе всего коллектива. Примером тому является вычислительный центр кафедры, созданный в то время при отсутствии финансирования и фондов.

Несмотря на отрицательные последствия «перестройки» кафедра и сегодня представляет собой сильный коллектив авторитетных ученых. Штат ее преподавателей на треть состоит из докторов наук, профессоров, появляется молодежь, защищаются кандидатские диссертации.

Поздравляя коллектив кафедры с 40-летием, желаю всем ее преподавателям и сотрудникам новых успехов в работе, здоровья и счастья!



## ИСТОРИЧЕСКАЯ СПРАВКА

Кафедра «Строительная механика» открыта приказом ректора Челябинского политехнического института № 339 от 30 сентября 1966 года.

В состав кафедры вошли:

- Соломин Виталий Иванович, кандидат технических наук, доцент, исполняющий обязанности заведующего кафедрой,
- Икрин Владимир Андреевич, старший преподаватель,
- Гейнц Анатолий Андреевич, ассистент,
- Комаров Эдуард Александрович, ассистент,
- Тутынин Виктор Федорович, ассистент,
- Широков Виктор Николаевич, ассистент,
- Мельчаков Анатолий Петрович, аспирант.

Кафедра создавалась практически на «голом месте»: преподаватели не имели должной квалификации, не было оборудования, слаба была методическая база. Но было горячее желание работать, и вскоре была открыта аспирантура кафедры, а В.А. Икрин, В.Л. Высоковский, и В.Ф. Сбитнев поступили в аспирантуру московских институтов.

Была налажена подготовка и издание учебно-методической литературы, в создании которой приняла участие вся кафедра, но особая роль в этом деле принадлежит В.А. Икрину, который возглавил работу и сам сделал очень много. Его многолетний труд завершился изданием учебника «Сопроотивление материалов с элементами теории упругости и пластичности».

Благодаря инициативе преподавателей и сотрудников на кафедре был создан вычислительный центр на двенадцать рабочих мест, оснащенный ЭВМ и мониторами.

В 1972 году, когда штат преподавателей кафедры увеличился, у нас было уже шесть кандидатов технических наук. Диссертации защитили: А.П. Мельчаков (1968), Э.А. Комаров (1971), В.Н. Широков (1971), В.А. Икрин, В.Л. Высоков-

ский, В.Ф. Сбитнев. За время существования аспирантуры кафедры, ее окончили и успешно защитили диссертации 20 человек, среди них 14 сотрудников кафедры. Докторские диссертации защитили: В.И. Соломин, В.Н. Широков, А.П. Мельчаков.

В то время на кафедре сложились два основных научных направления. Одно из них, наиболее многочисленное по составу участников, было посвящено разработке методов расчета фундаментов и оснований в рамках физически нелинейных моделей. Об этом направлении в настоящем сборнике имеется отдельная статья.

Другое направление, сформулированное и возглавленное В.А. Икриным, было посвящено оценке состояний упругопластических систем с позиций теории приспособляемости в условиях различных нагружений. О высоком научном уровне этих работ свидетельствуют их публикации – монография и статьи в престижных научных журналах.

Позднее появились два других направления, которые сейчас становятся основными, их возглавляют проф. А.П. Мельчаков и нынешний заведующий кафедрой проф. А.Н. Потапов. Это перспективные работы. Свидетельством тому их хороший научный уровень, уже полученные прикладные результаты, солидные публикации и монографии, интерес молодежи к этим направлениям, аспирантура. Есть уже и первая защита диссертации, готовятся другие.

В настоящее время на кафедре работает три доктора технических наук, профессора и три профессора, кандидата технических наук, три кандидата технических наук, доцента, появилась молодежь, это говорит о том, что кафедра строительной механики встречает свой юбилей как работоспособный, перспективный коллектив.

Проф. В.И. Соломин

# О РАЗВИТИИ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ГИБКИХ ФУНДАМЕНТОВ И ИХ ОСНОВАНИЙ

**В.И. Соломин**



Соломин Виталий Иванович  
Челябинск, д.т.н., профессор, каф.  
стр. механики ЮУрГУ

Описываются результаты научно-исследовательских работ, выполненных сотрудниками и аспирантами кафедры строительной механики.

После открытия кафедры сложилась группа преподавателей, решивших посвятить себя разработке методов расчета фундаментных конструкций. Выбор этого направления был обусловлен тем, что в конце 50-х, начале 60-х годов в отечественном гражданском

строительстве возникло новое направление – строительство зданий повышенной этажности. Это были высокие (до двадцати и более этажей) сооружения, где несущей частью конструкции был каркас. Нагрузки на колонны сильно выросли и в качестве фундаментов появились гибкие железобетонные плиты. Методы расчета таких плит не были в полной мере разработаны. Существующие аналитические решения охватывали лишь узкий круг частных задач. Не сразу стало ясно, что решение проблемы надо искать в применении численных методов, а также ЭВМ, которые в то время были еще весьма несовершенны и для строительной отрасли трудно доступны.

*Поэтому, основным научным направлением кафедры было избрано построение математических моделей и алгоритмов расчета гибких фундаментных конструкций и их грунтовых оснований.*

Мы начинали не на пустом месте, первые результаты исследований в этом направлении были получены и опубликованы В.И. Соломиным еще в 1960 и 1963 годах в статьях [1, 2]. В них впервые с помощью ЭВМ методом конечных разностей были решены задачи об изгибе прямоугольной плиты, опирающейся на упругое полупространство.

Эти решения открывали пути для построения расчетных моделей не только фундаментов, но и оснований. В развитие работ [1, 2] аспирантами Э.А. Комаровым и В.Н. Широковым была решена задача о расчете прямоугольной плиты, опирающейся на упругий изотропный слой. Для этого потребовалось найти численную реализацию решения проф. К.Е. Егорова для линейно упругого изотропного слоя, который в то время считался лучшей моделью грунтового основания [3].

При расчете конструкций, опирающихся на полупространство или слой, существенной являет-

ся проблема погрешностей расчетов, поскольку на краях конструкций функция реактивных давлений имеет разрывы. В статье В.И. Соломина и Г.В. Трегулова [4] была предложена оценка этих погрешностей путем приближения к точному решению «сверху» и «снизу», что позволило обоснованно назначать шаг сетки при решении задач методом конечных разностей или другим подобным методом.

*Решение задачи расчета плит на слое было темой работы аспиранта Э.А. Комарова, который успешно с ней справился и в 1971 году защитил кандидатскую диссертацию. Им были разработаны алгоритм и программа для ЭВМ, позволившие предложить метод расчета фундаментной плиты гостиницы «Интурист» в Москве, проектирование которой осуществлялось под патронатом НИИ оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР (НИИОСП).*

Результаты этих работ были доложены на III Всесоюзном съезде по теоретической и прикладной механике (1968 г, Москва) и опубликованы в журнале «Основания, фундаменты и механика грунтов».

По этой программе были рассчитаны также фундаменты двух гостиниц, построенных на Смоленской площади, здания Главного вычислительного центра и некоторых других объектов в Москве. Позже были разработаны другие версии этой программы по заказам, главным образом, институтов НИИОСП и Моспроект-1.

На основе решения [3] по заказу института Промзернопроект (Москва) Э.А. Комаровым была решена задача и разработана программа расчета фундаментов силосных корпусов, которая использовалась в проектной практике Московского Промзернопроекта.

К этому же направлению относится и работа аспиранта Р.М. Каримова, защитившего диссертацию в 1987 году. Эта работа, выполнявшаяся по плану важнейших НИР Госстроя СССР, была посвящена разработке метода и программы расчета фундаментных плит зданий, проектируемых для строительства в карстоопасных районах. Место и размеры карстового провала рассматривались как случайные величины. Достоинство проекта оценивалось по соотношению «цена–вероятность аварии». Рассматривались вероятности двух типов: здание непригодно к эксплуатации, но не разрушилось (жертв нет), и здание разрушилось (вероятность этого в любом случае не равна нулю). Эта программа нашла применение в НИИОСП при

проектировании ряда зданий в Москве, поскольку территория Москвы является карстоопасным регионом. Результаты, полученные Р.М. Каримовым, были опубликованы в отечественных изданиях и в трудах VI-й Международной конференции в Инсбруке [5].

Завершением работ этого направления явились программы «ПОРТИК» и «ПОРТИК-S» [6], которые учитывали влияние каркаса здания на распределение усилий и перемещений в фундаментной плите. В разработке их принимали участие аспиранты А.С. Сытник, Н.И. Наумова, доцент В.Л. Высоковский.

Эти программы нашли (особенно «ПОРТИК-S») широкое применение в проектных институтах не только Москвы, но и многих других городов СССР от Кишинева до Хабаровска и от Мурманска до Ставрополя. Ее внедрение в Челябинске (первые здания на плитах по инициативе В.И. Соломина были построены здесь в начале 70-х годов) способствовало существенному прогрессу в области фундаментостроения на Южном Урале. Аспиранты А.С. Сытник и Н.И. Наумова, защитили диссертации соответственно в 1981 и 1984 годах.

Результаты работ этого направления были опубликованы не только в ряде центральных журналов, но нашли отражение в *Руководстве по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа* [7].

Проделанная нами работа была важной для практики и потому, помогала лучше понять проблему, повысить квалификацию сотрудников, но мы видели, что *пути совершенствования расчетных моделей фундаментов и оснований лежат за пределами возможностей аппарата линейной теории упругости, поскольку и железобетон, и грунт – нелинейно деформирующиеся материалы.*

Аспиранту В.Н. Широкову была поставлена задача разработать математическую модель для исследования поведения и несущей способности грунтового основания при нелинейных уравнениях состояния грунта.

Такие уравнения к тому времени были получены в Московском инженерно-строительном институте им. В.В. Куйбышева (МИСИ) в результате проводившихся там трехосных (стабилометрических) испытаний грунтов. Это были уравнения деформационной теории пластичности, выражающие модули объемной и сдвиговой деформаций через компоненты тензоров напряжений и деформаций.

В рамках этих уравнений В.Н. Широковым, по-видимому, впервые в СССР, было получено решение о круглом штампе на грунтовом основании, где были вскрыты качественные явления, наблюдавшиеся ранее только в экспериментах [8], а именно: нелинейная зависимость между осадкой штампа и нагрузкой на него, трансформация эпюры реактивных давлений от «седлообразной» к

«параболической», образование под штампом жесткого ядра.

В последующем В.Н. Широковым и его помощниками, среди которых большую роль сыграл доцент Э.Л. Толмачев, была создана она из лучших в стране лаборатория стабиллометрических испытаний грунтов.

Вскоре к этому направлению подключились аспиранты: А.К. Мурашев, А.В. Зеленин, Г.Г. Туглубьев, А.А. Гейнц, В.С. Копейкин, А.Н. Алехин (заочник из УПИ, Свердловск), В.А. Черемных, стажеры из МИСИ им. Куйбышева, Москва.

Понимая, что находимся у истоков нового научного направления в механике грунтов, мы предложили 60-ти ученым страны, наиболее близким к этой проблеме, провести научный семинар по исследованию поведения грунтовых сред под нагрузкой. Предложения были приняты, семинар «Нелинейные проблемы механики грунтов» состоялся в 1978 году на Ильменской турбазе. В нем приняли участие виднейшие специалисты по механике грунтов, представлявшие АН СССР, вузы, отраслевые НИИ и проектные институты 10-ти городов страны. Сосотались выступления многих участников семинара, в том числе В.И. Соломина и доклад В.Н. Широкова, подготовленный им вместе с В.И. Соломиным и аспирантами В.С. Копейкиным и С.Б. Шматковым.

Достижения кафедры строительной механики ЧПИ в области теоретических исследований, возможности созданной на кафедре лаборатории стабиллометрических испытаний послужили основанием к проведению *первой Всесоюзной конференции «Современные проблемы нелинейной механики грунтов»* в Челябинском политехническом институте [9]. Ее организаторами, кроме ЧПИ, были АН СССР, Национальный комитет международной организации по механике грунтов и фундаментостроению СССР (НКМГиФ), НИИОСП. В конференции приняли участие около 200 специалистов из 47 городов страны. Было заслушано 158 докладов, в том числе 3 обзорных, 15 пленарных, 138 стендовых и 2 лекции. В.Н. Широков прочитал обзорный доклад «Лабораторные и полевые методы определения параметров нелинейных моделей грунтов». В.И. Соломиным была прочитана лекция «Учет нелинейных деформаций грунта и железобетона при расчете фундаментов». В числе докладчиков были также аспиранты кафедры: А.Н. Алехин, В.С. Копейкин, А.К. Мурашев, в последствии успешно защитившие кандидатские диссертации.

Наибольших успехов в этом направлении достигли В.Н. Широков, защитивший докторскую диссертацию в 1990 году и В.С. Копейкин, который, продолжая исследования, начатые в Челябинске, стал доктором технических наук позже, уже работая в г. Балаково. Сейчас он профессор, рабо-

тает в Саратовском государственном техническом университете.

Результаты работ этого направления были опубликованы в трудах международных конференций в Будапеште [10], Москве [11], Токио [12], Ахене [13], где В.И. Соломин выступал с секционным докладом на английском языке, Стокгольме [14], Эдмонтоне [15], Гамбурге.

Эти работы направлены были главным образом на совершенствование методов определения осадок сооружений, хотя в некоторых из них рассматривалось взаимодействие фундаментов и оснований и работа собственно фундаментов.

*Вместе с тем следовало заняться и другой проблемой.*

Современные фундаменты все чаще представляют собой гибкие железобетонные конструкции: перекрестные ленты, плиты, оболочки. В таких конструкциях уже в эксплуатационной (допредельной по несущей способности) стадии допускается раскрытие трещин в растянутых зонах, что позволяет использовать прочностные свойства арматуры. При этом ширина трещин ограничивается Нормами, так чтобы они не были опасны для конструкции.

*Как показали эксперименты, изгибные деформации концентрируются в зонах с трещинами, вследствие чего в этих зонах значительно уменьшается жесткость конструкции, что, естественно, должно повлиять на распределение усилий в фундаменте. Прикидочные расчеты показали, что это явление заслуживает серьезного внимания [16].*

Первой кандидатской диссертацией на эту тему была работа В.Ф. Тутынина, успешно завершенная им в 1972 году. О практической важности полученных им результатов говорит, например, публикация [17].

Обобщению полученных результатов и путей дальнейшего развития этого направления была посвящена статья В.И. Соломина [18].

Дальнейшим развитием этого направления явилась кандидатская диссертация И.И. Шишова, защищенная им в 1974 году. Она была посвящена круглым осесимметрично деформируемым плитам, опирающимся на полупространство [19].

К этому же направлению относится диссертационная работа Г.В. Трегулова, защищенная в 1971 году.

В это время произошло событие, явившееся определенной вехой в развитии методов расчета фундаментных конструкций. Институту НИИОСП и проектному институту Фундаментпроект (Москва) было поручено запроектировать фундамент дымовой трубы, высотой 270 метров для Запорожской ГРЭС. Впервые было решено построить столь высокую трубу на «сжимаемом» основании, т.е. не на сваях и не на скале. Это сделало расчет плиты чрезвычайно ответственным этапом всего проекта. Главный инженер проекта из нескольких, предложенных ему специалистами вариантов расчета,

отдал предпочтение нашему расчету, выполненному И.И. Шишовым. Его результаты и были положены в основу проектирования рабочей арматуры фундаментной плиты запорожской ГРЭС.

Однако *И.И. Шишов* не ограничился разработкой модели плиты и исследованием явления перераспределения усилий и деформаций, он *предложил простой и очень эффективный алгоритм оптимального подбора рабочей растянутой арматуры*. Этот алгоритм позволял во многих случаях достигать значительной экономии стали при улучшении качества расчетов.

Позже в этой же области, но в более строгой математической постановке было выполнено исследование аспирантом М.И. Климовым [20], защитившим диссертацию в 1981 году.

Эти работы вызвали интерес у института ВНИПИ Теплопроект Минмонтажспецстоя СССР, с которым в дальнейшем установились многолетние деловые контакты.

*Теперь, когда мы имели результаты работ В.Н. Широкова и И.И. Шишова, можно было приступить к новому этапу в разработке моделей фундаментных конструкций, учитывающих нелинейные свойства и железобетона, и грунта.*

Это новое направление было поручено разрабатывать аспиранту С.Б. Шматкову. Он должен был разработать метод расчета железобетонной осесимметрично деформируемой круглой плиты, опирающейся на податливое основание. При этом учесть: особенности деформирования железобетона, наличие вертикальных и касательных напряжений на подошве фундамента, нелинейные деформации грунта в рамках усовершенствованной им модели, описанной в [8]. С.Б. Шматков успешно справился с этой задачей. Им было получено решение и составлена программа АРПОС-2, которые вобрали в себя основные научные результаты, полученные предшественниками В.Н. Широковым, И.И. Шишовым и другими.

Благодаря тщательно продуманным исследованиям С.Б. Шматков впервые очертил области применения нелинейных моделей при проектировании фундаментов.

*Кроме этого им был разработан алгоритм оптимального проектирования круглых фундаментных плит сооружений башенного типа, в котором в качестве управляемых параметров были приняты не только коэффициенты армирования растянутой арматурой, но и опалубочные размеры фундамента.*

Эта работа получила высокую оценку практических инженеров. По заказам ВНИПИ «Теплопроект» и его Свердловского филиала по программе АРПОС-2 ее автором были рассчитаны десятки наиболее ответственных фундаментов дымовых труб, высота которых достигала иногда 400 метров. При этом всегда повышалось качество проекта и, как правило, достигался значительный экономический эффект.

Как пример, приведем результаты оптимального проектирования фундамента трубы (высотой 420 м) Чигиринской ГРЭС. Исходные геометрические размеры фундамента и армирование были заданы ВНИПИ Теплопроект. Оптимальный проект, по которому были изменены и размеры фундамента, и армирование, привел к следующим результатам: объем бетона был уменьшен на 1030 м<sup>3</sup> (10,3%), вес рабочей арматуры на 55 т (29,7%).

Другой пример – фундамент дымовой трубы, высотой 210 м, Челябинской ТЭЦ-3, где применение метода оптимального проектирования позволило, по сравнению с первоначальным проектом, более чем на 60% уменьшить количество рабочей арматуры. Фундамент построен по оптимальному варианту, труба эксплуатируется уже много лет.

*Некоторые результаты этой работы вошли в Рекомендации по оптимальному проектированию железобетонных конструкций, изданные НИИЖБ Госстроя СССР [21].*

С.Б. Шматов защитил диссертацию в 1980 году.

Аспиранты А.А. Дуженков, Е.Ю. Казанцев и А.И. Пелипенко продолжили исследования поведения и прочности гибких железобетонных фундаментов.

Объектом исследований А.А. Дуженкова были фундаментные плиты силосных корпусов. Он разработал решение, в котором учитывались нелинейные деформации и осуществлялась процедура оптимального проектирования арматуры плиты. Кроме того, им была усовершенствована существовавшая в то время расчетная схема, поскольку при определении воздействий на плиту он учитывал податливость силосной части корпуса и колонн, соединяющих корпус с фундаментной плитой. Эта работа нашла применение в некоторых проектах, разрабатывавшихся институтами Промзнеропроект в городах Москве и Алма-Ате.

Дуженков успешно защитил диссертацию в 1987 году. В настоящее время работает в одной из проектных организаций Челябинска.

Е.Ю. Казанцев впервые решил задачу о расчете железобетонной плиты с учетом сил распора, возникающих вследствие появления пластических деформаций. Он защитил диссертацию в 1990 году. После защиты диссертации несколько лет преподавал строительную механику, сейчас является руководителем группы расчетчиков в институте «Челябинскгражданпроект».

А.И. Пелипенко была поставлена задача разработать номенклатуру оптимальных по стоимости плит ленточных фундаментов, приняв в качестве управляемых параметров опалубочные размеры и коэффициенты армирования растянутой арматурой. Эта задача была успешно решена [22]. Плиты сейчас широко применяются на строительных объектах Челябинска. А.И. Пелипенко защитил диссертацию в 1990 году. Сейчас живет и работает в Канаде.

Свидетельством признания вклада Челябинской школы в развитие методов расчета фундаментов и оснований было приглашение В.И. Соломина прочитать одну из лекций, открывавших Международную конференцию «Численные методы в геомеханике» в Праге. Эта лекция была прочитана на английском языке [23].

На основании выводов С.Б. Шматкова, упоминавшихся выше, все последующие решения, относящиеся к железобетонным фундаментам, были получены в рамках известных линейных моделей оснований (полупространство, слой, Винклера модель). Однако, практика проектирования требовала создания модели более универсальной, чем перечисленные выше. Такая модель была разработана автором, она позволяет учесть:

неоднородность основания в плане и по глубине основания,

возрастание реактивных давлений в краевых зонах фундамента [24].

Реализована эта модель в программе для ЭВМ, составленной аспирантом Рыжковым А.Ю. Программа успешно применяется в реальном проектировании.

Рыжков защитил диссертацию в 1996 году в настоящее время возглавляет одну из строительных фирм Челябинска.

Коллектив, о котором речь шла выше, создавался более четверти века. Это была пирамида, основанием которой являлись студенческие научные кружки. Следующей ее ступенью были стажеры и молодые преподаватели. Далее шли аспиранты, которые, как правило, занимались научной работой со студентами. На следующей ступени были доценты – консультанты и помощники аспирантов. Это была среда, в которой всем было комфортно, и работа каждого продвигалась споро. Тому способствовали и наши тесные научные связи с головными научными институтами Госстроя и Минмонтажспецстоя СССР, международными организациями. Основными источниками финансирования наших работ были Государственные научно-технические программы, которые разрабатывал Госкомитет по науке и технике СССР, а также институты Госстроя СССР.

#### Литература

1. Соломин, В.И. Расчет прямоугольных плит на упругом полупространстве методом сеток / В.И. Соломин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1960. – №6. – С. 12–17
2. Соломин, В.И. Расчет железобетонных фундаментных плит на действие нагрузок, приложенных вблизи угла / В.И. Соломин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1963. – №2. – С. 6–11.
3. Соломин, В.И. Расчет прямоугольных плит, опирающихся на упругий слой конечной мощности / В.Н. Широков, Э.А. Комаров // Осно-

вания, фундаменты и механика грунтов.– 1968.– № 4.– С. 34–36.

4. Соломин, В.И. О точности решения Б.Н. Жемочкина для круглых плит на упругом полупространстве / В.И. Соломин, Г.В. Трегулов // Основания, фундаменты и механика грунтов.– 1970.– №1 – С. 5–7.

4. Соломин, В.И. Расчет прямоугольных плит, опирающихся на упругий слой конечной мощности / В.И. Соломин, В.Н. Широков, Э.А. Комаров // Основания, фундаменты и механика грунтов.– 1968.– № 4.– С. 34–36.

5. Solomin, V.I. Designing of Spread Footing on Karst-Prone Sites / T.A. Malikova, R.V. Karimov // Proc. 6th Int. Conf. On Numerical Methods in Geomechanics. Innsbruck. –1988.– P 1157–1159.

6. Соломин, В.И. К расчету фундаментных плит сложной конфигурации и переменной жесткости / В.И. Соломин, А.С. Сытник // Основания, фундаменты и механика грунтов.– 1974.– № 5.– С. 16–19.

7. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа. Стройиздат.– М.: 1984.– 263 с.

8. Широков, В.Н. Напряженное состояние и перемещения весомого нелинейно деформируемого грунтового полупространства под круглым жестким штампом / В.Н. Широков, В.И. Соломин, М.В. Мальшев, Ю.К. Зарецкий // Основания, фундаменты и механика грунтов.– 1970.– № 1.– С. 2–5.

9. Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Челябинск. 1985.–180 с.

10. Shirokov, V.N. Circular Rigid Plate on a Non-Linear Deforming Base. / V.N. Shirokov, V.I. Solomin, V.A. Cheremnikh, M.V. Malishev // Proc. 4th. Int. Conf. on Soil Mechanics.– Budapest: 1971–P. 757–764.

11. Solomin, V.I. Results of Solution of non-Linear Problems of Soil Mechanics and Calculation of Foundations / V.I. Solomin // Proc. 8th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow.: 1973. v. 4.3.– P 78.

12. Kryzhanovsky, A.L. Prediction of Soil Base Deformation / A.L. Kryzhanovsky, A.S. Chevikin, A.K. Bugrov, V.I. Solomin // Proc. 9th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering.– Tokyo.. 1977 – v. 1.– P. 719

13. Solomin, V.I. Numerical Solution for Non-Linear Problems of Relationship between Foundations and Soil Bases / V.I. Solomin, V.S. Kopeikin, S.B. Shmatkov // Proc. 3th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics. Aachen.. 1979. v 3.– P 1033–1039.

14. Bugrov, A.K., Non-Linear Calculation for Bases and Foundations / A.K. Bugrov, S.B. Shmatkov., V.I. Solomin, V.L. Visokovsky // Proc. 10th Int. Conf.

on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm.: 1981 – v. 2.– P 67–68.

15. Kopeikin, V.S. Stress-Strain Relationship of Cohesionless Soil Based on the Nonassociated Flow Rule / V.S. Kopeikin, V.N. Shirokov, V.I. Solomin // Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics. Edmonton.: Canada.– 1989 – P 243–245.

16. Соломин, В.И. О расчете железобетонных балок на упругом основании с учетом специфических свойств железобетона / В.И. Соломин, В.П. Чирков, В.Ф. Тутьнин // Сб. трудов ЧПИ «Исследования по бетону и железобетону».– 1969.– №7. – С.2–5.

17. Соломин, В.И. О расчете железобетонных фундаментных балок / В.И. Соломин, В.Ф. Тутьнин // Основания, фундаменты и механика грунтов.– 1971 – №2.– С.16–18.

18. Соломин, В.И. О расчете железобетонных плит и балок, опирающихся на упругое основание / В.И. Соломин // Строительная механика и расчет сооружений.– 1974.– №1 –С. 19–21

19. Соломин, В.И. О расчете круглых фундаментных плит с учетом особенностей деформирования железобетона / В.И. Соломин, И.И. Шишов // Строительная механика и расчет сооружений. 1972.– №1 – С. 19–23.

20. Соломин, В.И. Оптимальное армирование круглых и кольцевых фундаментов / В.И. Соломин, И.И. Шишов, М.И. Климов // Бетон и железобетон.– 1972.– №1 – С. 19–23.

21. Рекомендации по оптимальному проектированию железобетонных конструкций.– М. НИИЖБ Госстроя СССР – 1981.– 170 с.

22. Соломин, В.И. Оптимизация стоимости плит ленточных фундаментов / В.И. Соломин, В.Л. Высоковский, А.И. Пелипенко // Основания, фундаменты и механика грунтов.– 1991 – № 6.– С. 9–11.

23. Solomin, V.I. Non-linear Analysis of soil-foundation interaction. Main lecture / V.I. Solomin // Proc. 2<sup>nd</sup> Czechoslovak conference with international participation–IACMAG co-sponsored meeting on numerical Methods in Geomechanics.– 1992.– P 109–115.

24. Соломин, В.И. Обобщенная математическая модель осадок поверхности грунтового основания / В.И. Соломин // Третьи Уральские Академические чтения. Екатеринбург.–1997 – С. 65–69

25. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин.– М. Стройиздат, 1984.– 679 с.

26. Соломин, В.И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций / В.И. Соломин, С.Б. Шматков.– М. Стройиздат, 1986.– 208 с.

## НА КАФЕДРЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКИ ОПРЕДЕЛИЛАСЬ МОЯ ДАЛЬНЕЙШАЯ ЖИЗНЬ

А. А. Дуженков



Дуженков Александр Альбертович  
Челябинск, к.т.н., руководитель  
отдела ИНСИ

Автор рассказывает о своей работе на кафедре строительной механики и о том, как сложилась его творческая и производственная жизнь.

По окончании ЧПИ в октябре 1978 году я был приглашен на кафедру строительной механики для работы в должности стажера-преподавателя. В 1981 – 1984 г. обучался в аспирантуре при кафедре. В 1985 – 1989 г. работал в должности ассистента кафедры строительной механики. В декабре 1987 года защитил кандидатскую диссертацию по теме «Нелинейные методы расчета фундаментных плит силосных корпусов с учетом жесткости верхнего строения».

В рамках диссертационной работы была решена задача, построен алгоритм и составлена программа для IBM PC по расчету фундаментных плит силосных корпусов с учетом нелинейных деформаций железобетона и оптимальным проектированием рабочей арматуры. Эта программа нашла применение в практика проектирования ряда объектов и была приобретена Алма-Атинским институтом Промзернопроект.

Что дала мне работа на кафедре? Прежде всего, с октября 1978 года во многом определилась моя дальнейшая жизнь. С этого момента моя трудовая деятельность была связана так или иначе с расчетами строительных конструкций. Считаю, что, проработав на кафедре 11 лет, я получил хорошую теоретическую подготовку, необходимую для расчетчика. Преподавание дало богатый опыт составления расчетных схем, построения эпюр, анализа напряженного состояния. Работа над диссертацией потребовала знаний механики грунтов и теории нелинейной работы железобетона. Пришло понимание того, что в расчетах конструкции следует рассматривать как единое целое: грунт-фундамент-верхнее строение. Только в этом случае удастся получить наиболее правильное распределение усилий. При условии, конечно, что корректно составлена расчетная схема. Но эти знания приходят с опытом расчета конструкций, а теоретическая подготовка кафедре строительной механики ЧПИ, считаю, дается отменная.

Моя дальнейшая судьба, с 1989 года, не была напрямую связана с научной деятельностью. Не каждому аспиранту суждено стать учеными (я понимаю термин «ученый» применительно к тем, кто действительно вносит вклад в науку). Кандидат технических наук – еще не есть ученый, да и не каждому человеку дано природой стать таковым. Считаю, это относится и ко мне. Теперь, по прошествии определенного времени, думаю, что значительного вклада в науку я не сделал бы.

Но кандидатские диссертации кафедры строительной механики ЧПИ – это были весьма серьезные работы, выполнив которые, диссертант становился весьма квалифицированным специалистом, по крайней мере в своей области. И в этом смысле мне чрезвычайно повезло в том, что довелось работать под руководством В.И. Соломина – теоретическими знаниями, приобретенными навыками добиваться решения поставленной задачи, я обязан прежде всего ему. Повезло и в том, что довелось работать вместе с такими высококлассными специалистами, как Икрин В.А., Высоковский В.Л., Шматков С.Б., Широков В.Н. Словом, было у кого учиться, у кого перенимать опыт.

С августа 1989 г. работал ведущим инженером Строительного отдела №2 «Челябгипромеза». И здесь мне повезло, что начальником отдела был Оттен Б.Г. Но главной удачей считаю, что непосредственным руководителем был Алешин А.В. (теперь главный инженер Промстройпроекта). Именно благодаря ему полученные на кафедре теоретические расчетные навыки удалось тесно связать практикой расчетов и конструирования, разобраться с требованиями СНиПов, предъявляемыми к расчету оснований, фундаментов, металлических и железобетонных конструкций и т.п.

В это время стали появляться первые персональные компьютеры серии IBM. И здесьгодились навыки по работе с ЭВМ и навыки программирования, полученные на кафедре. Благодаря им мне удалось остановить выбор (и убедить в этом руководство «Челябгипромеза») на программе СТАРК. Сейчас это программа MicroFE. В настоящее время она является наиболее мощным программным комплексом для расчета строительных конструкций. Особенно здесь хорошо решены проблемы физической



нелинейности работы железобетона, грунтов, чего нет в таком объеме в других программах.

Первой моей серьезной расчетной работой был расчет в 1990 г 9-этажного административно-бытового здания в Белорецке. Рассматривались различные варианты (тогда еще плоской!) рамы здания. В то время это было несомненным прорывом – графически на ПК составляется расчетная схема и сразу для нее получаются усилия. После этого было довольно много интересных расчетов различных объектов: от подпорных стен до каркасов промзданий.

К сожалению, последующая работа в «Челябгипромете» пришлось на трудные непредсказуемые девяностые, когда многое рушилось, многое было неопределенно. Но все же САПР в институте развивался, а мне, помимо основной деятельности расчетчика, была доверена работа по поиску и выбору программ расчета строительных конструкций на ПК. Так в институте появилась программа расчета и оптимального подбора сечений металлических ферм СТРУКТУРА, разработанная под руководством Олькова Я.И. и ряд других программ, ориентированных на расчеты узлов.

Расчеты с помощью программных комплексов, несомненно, облегчают труд расчетчика, но и накладывают на него особую ответственность. Здесь на первое место выходят грамотный сбор нагрузок и грамотный выбор расчетной схемы. Важно уметь оценивать, что же тебе насчитала машина. А для этого совершенно необходимы знания строительной механики, которые дают возможность анализировать получаемые результаты. Ведь всегда возможны ошибки в расчетной схеме: где-то не так поставлен шарнир, где-то не так описаны граничные условия и т.п. Вероятность этих ошибок возрастает по мере усложнения расчетных схем. И в таких ситуациях знания, полученные на кафедре, просто неоценимы.

С июля 1995 года работал в Проектном отделе ОАО «МЕЧЕЛ». Здесь работа сводилась в основном к расчету реконструкций цехов и проектированию сравнительно небольших объектов. Тем не менее, руководство «МЕЧЕЛа» закупило новую версию ПК MicroFE. При помощи этой программы был выполнен ряд важных для завода расчетов. Так был рассчитан каркас цеха ЭСПЦ-2 на установку новых мостовых кранов. По пространственной схеме были рассчитаны на температурные воздействия воздуховоды к доменным печам, выполнена проверка ряда дымовых труб на температурные воздействия и пульсацию ветра (в то время динамические расчеты на пульсацию еще не были автоматизированы).

В 2002 году получил приглашения перейти на работу в Челябинск. Здесь уже появились весьма серьезные и интересные объекты. Так, принимал участие в предварительных, а затем и контрольных расчетах каркаса спорткомплекса «Уральская молния». Объект поистине уникальный: покрытие – 86-метровая арка с затяжкой и предварительным натяжением.

Подобные конструкции спорткомплексов, но меньших пролетов, приходилось рассчитывать для г. Сатки – пролет 56 метров, в Оренбурге – 64 метра, выполнять контрольные расчеты арочного покрытия спорткомплекса «Уфа-Арена» пролетом 68 метров.

Были расчеты и жилых зданий. Так в 2003 г. рассчитывал каркас 16-этажного жилого дома по ул. Кирова, 4. Каркас дома – комбинированный: первые 4 этажа – жесткий металлический каркас из сварных двутавров, верхние 12 этажей – из сборного железобетона. В 2004 г. рассчитаны два 16 – этажных дома в г. Екатеринбурге на металлических сварных колоннах с монолитными железобетонными перекрытиями. В 2005 году для пос. Субутак Челябинской области были рассчитаны металлические силосы емкостью 150 м<sup>3</sup> под дробленый материал и пространственные силосные башни из сварных профилей.

С февраля 2006 работаю в ЗАО «ИНСИ». Одно из основных направлений деятельности этого холдинга – производство и проектирование конструкций из тонкостенных гнутых профилей. Работа таких сечений очень специфична и при расчете несущих элементов из гнутых профилей возникает ряд проблем, обусловленных их тонкостенностью. При работе элементов из таких профилей происходит локальное выпучивание стенок и/или полок сечений, Это, однако, не означает исчерпания несущей способности конструкции. Для того, чтобы оценить формы потери устойчивости такими элементами потребовалось с помощью ПК MicroFE решить задачу надо было предварительно оценить работу элементов из тонкостенных профилей, определить формы потери устойчивости таких элементов. Для разработки методики расчета таких сечений был заключен договор с фирмой «ТЕХСОФТ» – разработчиком ПК MicroFE.

В настоящее время ЗАО «ИНСИ» является обладателем уникального расчетного инструмента, позволяющего проектировать тонкостенные несущие конструкции.

Мне не хотелось бы порывать связи с моей кафедрой, и теперь, когда я приобрел новые знания и опыт практической работы, я с удовольствием узнал, что кафедра приглашает меня к сотрудничеству. Разумеется, это предложение я с радостью принимаю.



# Теоретические исследования

УДК 624.072.2:531.3

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ДИНАМИЧНОСТИ ПРИ РАСЧЕТЕ БАЛКИ, ПАДАЮЩЕЙ НА УПОРЫ

В.Л. Высоковский, Р.Р. Фаттахов



Высоковский Владимир Львович

Челябинск, доцент каф. стр. механики ЮУрГУ, к.т.н.

Фаттахов Равиль Челябинск, студент ЮУрГУ

Решение задачи об ударе конструкции падающим грузом широко известно. Поведение элементов конструкции при падении на упоры в научной и учебной литературе рассмотрено недостаточно полно. Реальность такой постановки задачи была проиллюстрирована в работе [1] на примерах технологических воздействий при производстве железобетонных изделий.

Рассмотрим в качестве примера определение коэффициента динамичности и напряжений при падении балки прямоугольного сечения на упоры.

Примем допущения, аналогичные используемым при решении задачи об ударе тела, падающего на конструкцию, а именно:

удар абсолютно неупругий; материал конструкции работает упруго; напряжения и деформации распространяются мгновенно и тогда поведение конструкции при ударе подобно ее поведению при статическом нагружении; коэффициент подобия является коэффициент динамичности; рассеянием энергии пренебрегаем. При этом упоры считаем абсолютно жесткими.

Рассмотрим симметричную расчетную схему (рис. 1). Для определения коэффициента динамичности воспользуемся законом сохранения энергии, т.е. рассмотрим систему в двух состояниях: в начальном (рис 1,а), когда высота положения балки является максимальной, а скорость балки равна 0; и в момент максимального прогиба балки после удара (рис. 1,б), когда скорость ее точек становится равной 0.

Механическая энергия системы в начальном состоянии:

Решается задача определения коэффициента динамичности при падении балки на упоры. Проведен анализ влияния различных факторов на величину коэффициента динамичности и на величину максимальных напряжений, возникающих при таком ударе в балке.

$$\mathcal{E}_I = \Pi_0 + A \cdot L \cdot \gamma \cdot H,$$

где  $\Pi_0$  – потенциальная энергия недеформированной балки на уровне упоров,  $A$  – площадь поперечного сечения,  $\gamma$  – удельный вес материала балки,  $H$  – высота, на которую балка была поднята, т.е. высота падения балки.

Механическая энергия системы во втором положении:

$$\mathcal{E}_{II} = \Pi_0 - \tilde{\Pi}_0 + U_0,$$

где  $U_0$  – потенциальная энергия деформации балки от динамического воздействия,  $\tilde{\Pi}_0$  – потенциальная энергия положения балки в момент максимального прогиба балки после удара.

Данные слагаемые можно представить в следующем виде:

$$U_0 = \int_L \frac{M_{x,ст}^2(z)}{2 \cdot E \cdot J} \cdot dz = K_0^2 \cdot \int_L \frac{M_{x,ст}^2(z)}{2 \cdot E \cdot J} \cdot dz = K_0^2 \cdot U_{st},$$

$$\tilde{\Pi}_0 = \int_L A \cdot \gamma \cdot V_d(z) \cdot dz = K_d \int_L A \cdot \gamma \cdot V_{st}(z) \cdot dz = K_0 \cdot \tilde{\Pi}_{st},$$

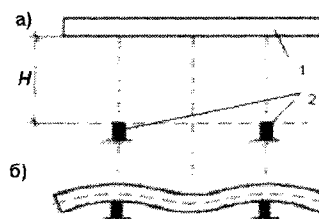


Рис. 1. Расчетная схема и расчетные состояния системы: 1 – балка, 2 – упоры

где  $V_{st}$ ,  $U_{st}$ ,  $\tilde{\Pi}_{st}$  – соответственно прогиб, потенциальная энергия деформации и потенциальная энергия положения балки от ее статически действующего собственного веса;  $K_d$  – коэффициент динамичности.

Из условия баланса энергии получаем:

$$\Pi_0 + A \cdot \gamma \cdot L \cdot H_n = \Pi_0 - K_d \cdot \tilde{\Pi}_{st} + K_0^2 \cdot U_{st}.$$

После приведения подобных приходим к квадратному уравнению относительно  $K_d$ :

$$U_{st} \cdot K_0^2 - \tilde{\Pi}_{st} \cdot K_d - A \cdot \gamma \cdot L \cdot H_n = 0.$$

Из решения этого уравнения и, исходя из физического смысла задачи, имеем:

$$K_d = \frac{\tilde{P}_{st}}{2 \cdot U_{st}} + \sqrt{\frac{(\tilde{P}_{st})^2}{4 \cdot U_{st}^2} + \frac{4 \cdot A \cdot \gamma \cdot L \cdot H \cdot U_{st}}{4 \cdot U_{st}^2}} \quad (1)$$

Для вычисления  $U_{st}$  необходимо записать зависимость изгибающего момента от положения сечения по длине балки. Учитывая симметрию балки, рассмотрим лишь ее половину. Обозначим через  $l_1$  и  $l_2$  соответственно длины полупролета и консоли, а через  $q=A\gamma$  – интенсивность распределенной нагрузки от собственного веса балки.

Приняв за начало координат середину балки, на первом участке ( $0 \leq z \leq l_1$ ) получим

$$M_x(z) = \frac{A \cdot \gamma \cdot (l_1^2 - l_2^2)}{2} - \frac{A \cdot \gamma \cdot z^2}{2}$$

и в результате в результате интегрирования.

$$U_{st,I} = q^2 b / 2EJ.$$

Здесь:  $b = l_1(8l_1^4 - 20l_1^2 l_2^2 + 15l_2^4) / 60.$  (2)

На втором участке примем за начало отсчета правый конец консоли и получим

$$U_{st,II} = q^2 l_2^5 / 40EJ.$$

Учитывая, что  $U_{st} = 2(U_{st,I} + U_{st,II})$  и  $\tilde{P}_{st} = 2U_{st}$  из формулы (1) получаем

$$k_d = 1 + \sqrt{1 + \frac{2EJ(l_1 + l_2)H}{q(b + l_2^5 / 20)}} \quad (3)$$

где величина  $b$  определяется по (2).

Из (3) видно, что коэффициент динамичности зависит от ряда параметров: высоты падения балки, ее длины, а также от соотношения длин пролета и консолей балки, площади и момента инерции поперечного сечения, плотности и модуля упругости материала.

Используя эту формулу можно провести анализ влияния различных параметров на коэффициент динамичности. Для выполнения расчетов была составлена программа на TurboBasic.

Из формулы (4) видно, что:

1) коэффициент динамичности возрастает приблизительно пропорционально  $\sqrt{H}$  и  $\sqrt{E}$  (рис. 2а);

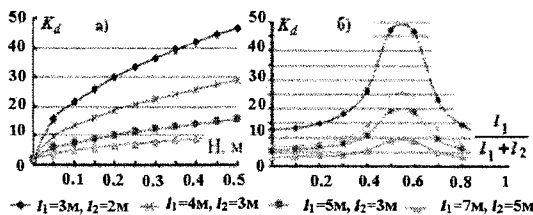


Рис. 2. Зависимость  $K_d$  от высоты ( $H$ ) падения балки (а) и соотношения  $l_1$  и  $l_2$  (б)

2) с увеличением длины балки коэффициент динамичности уменьшается, но кроме длины балки необходимо учитывать соотношение длин пролета и консоли; данное соотношение оказывает сильное влияние на значение коэффициента динамичности, минимум достигается при длине консоли равной нулю, а максимум при соотношениях пролета к длине балки равных 0,55...0,552 (рис. 2б);

3) зависимость коэффициента динамичности от площади поперечного сечения и момента инерции сечения можно свести к зависимости от квадрата радиуса инерции (для прямоугольного сечения коэффициент динамичности возрастает приблизительно пропорционально высоте сечения).

При оценке работы элементов конструкции важен не сам по себе коэффициент динамичности, а связанный с ним рост напряжений.

Максимальные динамические напряжения в данном случае можно представить в виде

$$\sigma_{\sigma,max} = K_d \cdot \sigma_{st,max} = K_d \cdot \frac{A \cdot \gamma \cdot \lambda}{2 \cdot W_x},$$

где  $\lambda$  – большее из значений  $l_1^2$  и  $l_2^2 - l_1^2$ .

Независимо от формы и размеров сечения наибольшее  $\sigma_{st,max}$  возникают в балке при нулевом пролете ( $l_1=0, l_2=L/2$ ) и при отсутствии консолей ( $l_1=L/2, l_2=0$ ) (рис. 3).

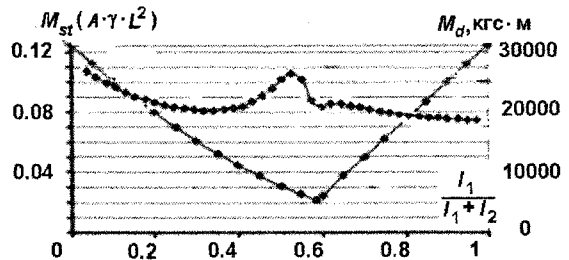


Рис. 3. Зависимость максимума значений статического изгибающего момента ( $M_{st}$ ) и  $M_d$  от соотношения  $l_1$  и  $l_2$

Совсем иначе выглядит соотношение динамических напряжений, зависящих от динамического изгибающего моменты. Из графика, построенного для десятиметровой железобетонной балки ( $\gamma=2500$  кгс/м<sup>3</sup>,  $E=2 \cdot 10^9$  кгс/м<sup>2</sup>) прямоугольного сечения с размерами 25x28 см, падающей с высоты 0,5 м (рис. 5), видно, что примерно равные максимумы динамического момента соответствуют нулевому пролету и  $l_1/(l_1+l_2)=0,525$ .

При этом динамический момент превышает максимальный статический изгибающий момент соответственно в 12,5 и в 48 раз.

Наименьший расчетный динамический момент и  $\sigma_{\sigma,max}$  соответствуют балке без консолей (65,5% от максимального) и  $l_1/(l_1+l_2)=0,325$  или 0,6 (71% и 74,5% соответственно).

Результаты данного исследования позволяют выбрать оптимальное, с точки зрения минимизации максимальных напряжений, расстояние между упорами и вычислить возникающие при падении балки напряжения.

**Литература**

1. Малютин, В. С. Технология предупреждения заводских дефектов в ЖБИ для жилых и промышленных зданий / В.С. Малютин // Проблемы повышения надежности и качества строительства: Сб. докл. научно-практ. конференции, Челябинск, 2003.– С.47–51

# ПОСТРОЕНИЕ АЭРОДИНАМИЧЕСКИ УСТОЙЧИВОЙ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ НАДЗЕМНОГО ГАЗОПРОВОДА С ОДНОСТОРОННЕЙ СВЯЗЬЮ

Н.В. Дегтярева



Дегтярева Наталья Владимировна  
Челябинск, асп. каф. стр. механики  
ЮУрГУ

Построена расчетная модель надземного газопровода, включающая устройство односторонней связи, предназначенное для гашения резонансных колебаний. Проведен временной анализ при нестационарных воздействиях, исследованы области аэродинамической устойчивости газопровода.

Гибкие сооружения типа надземных газопроводов высокого давления часто подвержены аэродинамической неустойчивости, что проявляется в возникновении опасных вертикальных колебаний. Явление раскачивания газопровода в плоскости, перпендикулярной направлению ветрового потока, обусловлено совпадением частоты  $\vartheta$  срыва вихрей с боковой поверхности трубы с частотой  $\omega$  собственных колебаний газопровода. Это может привести к резкому возрастанию амплитуды колебаний и в итоге – к разрушению конструкции.

Несмотря на то, что явление ветрового резонанса достаточно хорошо изучено в специальной литературе [1, 2], вопросы гашения резонансных колебаний надземных газопроводов относятся к технически сложной проблеме, не получившей пока удовлетворительного решения. Частично эти вопросы рассматривались в [3].

В статье предложен способ ограничения ре-

зонансных амплитуд с помощью устройства, работающего по принципу односторонней связи (рис. 1). Устройство содержит фундаментный блок 1, соединенный с трубой 2 газопровода гибким тросом 3, и устанавливается в одном из пролетов газопровода, расчетная схема которого имеет вид неразрезной балки (рис. 2).

При аэродинамическом воздействии, направленном вниз, труба деформируется согласно расчетной схеме (рис. 2а). В этом случае односторонняя связь выключена из работы, и изгиб трубы соответствует низшей (первой) собственной форме колебаний (пунктирные линии на рис. 1 и 2а). При аэродинамическом возмущении, направленном вверх, труба при обратном движении вызывает натяжение троса, который совместно с фундаментным блоком начинает работать как дополнительная опорная связь. Это приводит к скачкообразному изменению расчетной схемы газопровода и, соответственно, к появлению новой собственной формы колебаний газопровода (рис. 2б).

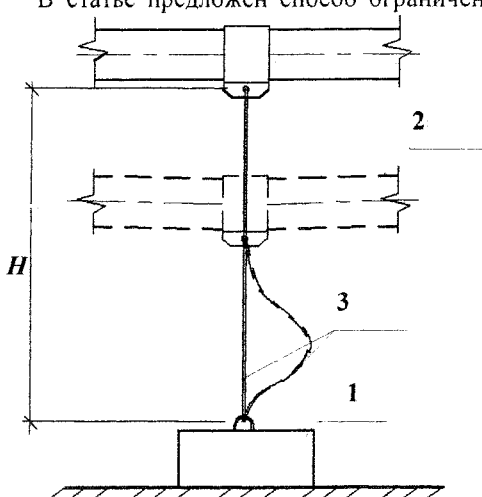


Рис. 1. Устройство гашения колебаний

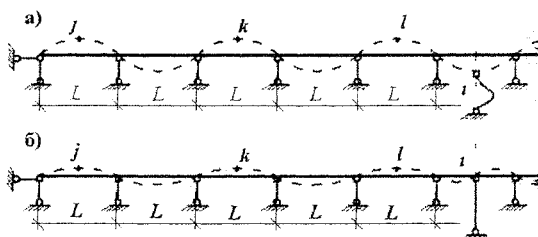


Рис. 2. Расчетная модель надземного газопровода с устройством гашения колебаний:  
а – устройство выключено из работы;  
б – устройство включено в работу

Таким образом, циклическое включение-выключение односторонней связи в процессе колебаний газопровода сопровождается циклической сменой его собственных форм, каждой из которых соответствует своя собственная частота. При включении односторонней связи в работу низшая собственная форма, отвечающая резонансной частоте  $\omega_1$ , заменяется следующей по номеру собственной формой с частотой  $\omega_2$ , более высокой по сравнению с основным тоном ( $\omega_2 > \omega_1$ ). Данная форма с частотой  $\omega_2$  определяет движение системы в течение текущего полупериода (рис. 2б).

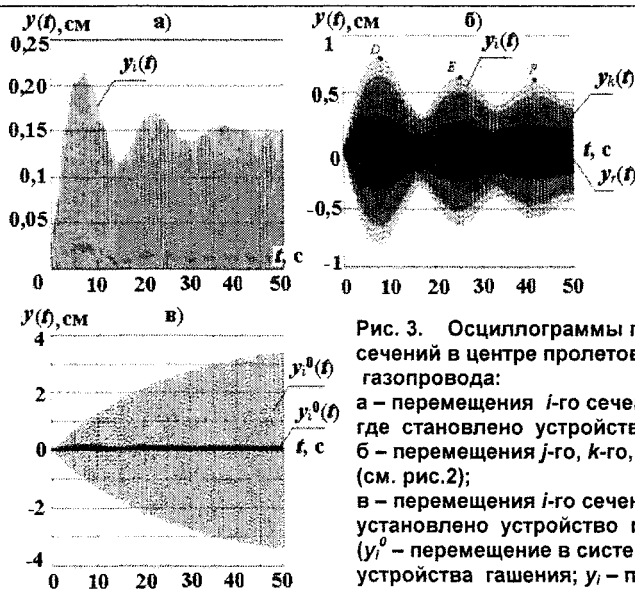


Рис. 3. Осциллограммы перемещения сечений в центре пролетов РДМ газопровода:  
 а – перемещения  $i$ -го сечения в пролете, где ставлено устройство гашения;  
 б – перемещения  $j$ -го,  $k$ -го,  $l$ -го сечений (см. рис.2);  
 в – перемещения  $i$ -го сечения, где установлено устройство гашения ( $y_i^0$  – перемещение в системе без устройства гашения;  $y_i$  – перемещение с устройством гашения)

Периодическая смена форм и частот приводит к автоматическому отстраиванию от резонансного режима. Поскольку процесс подавления низшей собственной формы происходит в каждом цикле колебаний, то резонансные амплитуды испытывают постоянные ограничения. Это не допускает развитие резонанса во времени и предопределяет эффективность работы устройства.

Для примера рассмотрен надземный газопровод высокого давления Кузнецкое-Байрамгулово, трасса которого пролегает через Аргаяшский район Челябинской области (труба  $\varnothing = 219$  мм, шаг опор  $L = 15$  м), где условия эксплуатации характеризуются повышенной аэродинамической активностью.

Динамический расчет выполнялся методом временного анализа, разработанным для дискретных диссипативных систем при нестационарных процессах [4]. Анализ параметров реакции расчетной модели газопровода осуществлялся при  $m = 11$ ,  $q = 6$ ,  $L = 15$  м (рис. 3). Устройство гашения колебаний установлено в среднем (шестом) пролете расчетной схемы. Работу устройства можно оценить по осциллограммам перемещений для сечений  $i$ ,  $r$ ,  $k$ ,  $j$  в центре пролетов: 6-го (рис. 3а), 5-го, 3-го и 1-го (рис. 3б).

На рис. 3в приведено сравнение осциллограмм перемещений в базовой модели газопровода ( $y_i^0(t)$ ) и в модели с устройством гашения ( $y_i(t)$ ). Видно, что резонансные амплитуды в системе, где нет устройства гашения колебаний, непрерывно возрастают с течением времени. Включение односторонней связи в работу значительно снижает резонансные амплитуды, что свидетельствует об устойчивом характере колебаний. Так, для  $i$ -го сечения модели отношение максимальных резонансных амплитуд составило ( $t = 50$  с):  $y_i^0(t)/y_i(t) = 3,43/0,22 = 15,88$ .

По мере удаления от центрального пролета максимальные значения резонансных амплитуд средних сечений возрастают:  $y_r(t) = 0,32$  см (5-й про-

лет),  $y_k(t) = 0,65$  см (3-й),  $y_j(t) = 0,8$  см (1-й) (рис. 3б). Нумерация пролетов – слева направо и соответствует расчетной схеме, приведенной на рис. 2.

Несмотря на рост амплитуд, все волнообразные *огibaющие* резонансных амплитуд имеют максимальные значения перемещений для первой волны (точка D на осциллограмме перемещений  $j$ -го сечения (рис. 3б)). В последующих волнах экстремумы (точки E и F на рис. 3б) на *огibaющих* последовательно уменьшаются. Данный признак может служить показателем аэродинамической устойчивости динамической модели газопровода.

### Выводы

1. Предложен способ гашения резонансных амплитуд в надземных газопроводах с помощью устройства односторонней связи.
2. Показана возможность вычисления реакции динамической системы с односторонней связью «газопровод – гаситель колебаний» при нестационарном процессе на основе временного анализа.
3. Построена аэродинамически устойчивая расчетная модель газопровода с максимальными резонансными амплитудами не более 0,8 см.

### Литература

1. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия // Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1981 – 216 с.
2. Бисплингхофф, Р.Л. Аэроупругость: монография / Р.Л. Бисплингхофф, Х. Эшли, Р.Л. Халфман. – М.: ИЛ, 1958. – 799 с.
3. Потапов, А.Н. К вопросу об аэродинамической неустойчивости надземных газопроводов / А.Н. Потапов, А.Г. Немелкова // Территория Нефтегаз. – 2005. – № 4. – С. 36–39
4. Потапов, А.Н. Динамический анализ дискретных диссипативных систем при нестационарных воздействиях: монография / А.Н. Потапов. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2003. – 167 с.

## СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ВАРИАНТОВ КОНСТРУКЦИЙ УЗЛА ПРИМЫКАНИЯ ОКОННОГО БЛОКА К СТЕНОВОМУ ПРОЕМУ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Ю.А. Елдашов, Г.Г. Кашеварова



Елдашов Юрий  
Александрович

Пермь, директор ООО  
«ВЕГЛАСТ»

Кашеварова Галина  
Геннадьевна

Пермь, зав. каф. стр. механики  
ПГТУ, д.т.н., профессор

Физика процесса теплопередачи в зоне сопряжения оконных блоков с наружной стеной достаточно ясна. При устройстве окна с узкой коробкой в однослойной наружной стене (например, кирпичной стене толщиной 640 мм) без каких либо мероприятий по утеплению откосов, резко увеличивается тепловой сток через оконные откосы в обход оконной коробки. Более того, сам оконный блок оказывается размещённым в зоне отрицательных температур и потери тепла через откосы идут не только вдоль оконной коробки (в наружную среду), но и в толще стены с низкими температурами. Это, соответственно, приводит к понижению температуры внутренней поверхности оконных откосов, выпадению на их поверхности конденсата (а в отдельных случаях и к его замерзанию) со всеми вытекающими последствиями [1].

Существует несколько способов решения проблемы промерзания оконных откосов, но мы остановимся на способе, которые предлагают многие производители профильных систем. Один из классических примеров такого решения – это рама арт.307 КВЕ с шириной коробки 127 мм.

Приведённые ниже расчёты, свидетельствуют на наш взгляд о явной безперспективности такого конструктивного решения, потому что предложенный вариант оконной коробки не решает ни одной из описанных в начале этой статьи проблем. Кроме того, эта рама не технологична при обработке: увеличение площади сварки приводит к дополнительным энергозатратам, большая протяжённость внутреннего шва и пр.

Существуют способы, которые и с технологической и с экономической (в смысле стоимо-

сти) точек зрения решают эти проблемы не менее эффективно. На рис. 1 представлены два варианта узла примыкания оконного блока. На рис. 1,а показан узел примыкания к стене из кирпича толщиной 64 мм на основе широкой рамы арт.307, на рис. 1,б показан узел примыкания к этой же стене на основе обычной рамы арт.707 высотой 63 мм и шириной 58 мм. В качестве термовкладыша используется брусок из полистирола сечением 60 x 40 мм. В таблице представлены теплофизические свойства используемых материалов.

Сравнительные расчёты проводились по методике, изложенной в [2]. Для решения поставленных задач использовался сертифицированный ANSYS 8.0 в комплектации ANSYS/Multiphysics, базирующийся на МКЭ (метод конечного элемента).

В общем случае для решения поставленных задач необходима реализация нелинейной задачи нестационарной теплопроводности. Тогда для какой-либо конкретной конфигурации области объемом  $V$  необходимо решить уравнение нестационарной теплопроводности [3–6] вида:

$$\frac{\Delta T}{\Delta \tau} = \text{div}(a \cdot \text{grad}T) + Q, \bar{x} \in V, \tau > 0, \quad (1)$$

где  $T(\bar{x}, \tau)$  – искомая функция температуры;  $\bar{x}$  – вектор координат;  $\tau$  – время;  $a = \lambda / (c\rho)$  – температуропроводность;  $\lambda$  – теплопроводность;  $c$  – удельная теплоемкость;  $\rho$  – плотность;  $Q$  – внутренний источник или сток тепла.

$$\frac{\Delta T}{\Delta \tau} = \text{div}(a \cdot \text{grad}T) + Q, \bar{x} \in V, \tau > 0, \quad (1)$$

Начальное условие задачи:

$$T(\bar{x}, 0) = T_0(\bar{x}), \quad (2)$$

где  $T_0(\bar{x})$  – заданная функция.

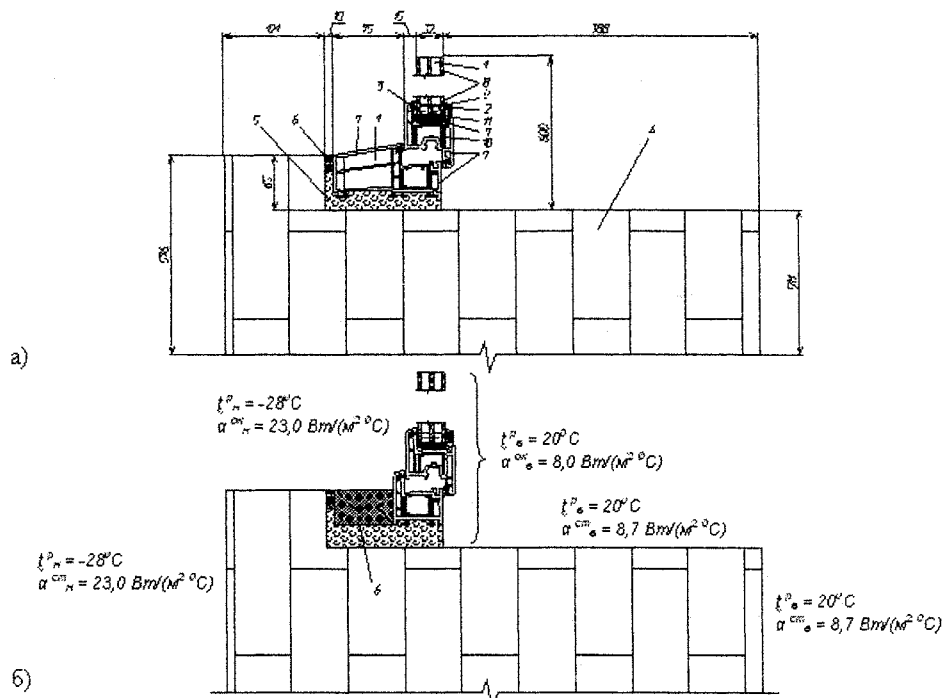


Рис. 1. Расчетная схема  
а) рама с наружным откосом из ПВХ; б) профиль с наружной вставкой из пенополистирола

Теплофизические свойства используемых материалов

№	Наименование материала	Плотность, ρ, кг/м <sup>3</sup>	Теплоемкость, с, Дж/(кг·град)	Теплопроводность, λ, Вт/(м·град)
1	Воздух	1,293	1005	0,0244
2	Резина EPDM	1200	1382	0,169
3	Герметизирующая мастика (тиокол)	1200	1382	0,169
4	Кирпич	1200	880	0,8
5	ППУ (пенополиуретан)	100	1680	0,042
6	ППС (пенополистирол)	40	1680	0,035
7	ПВХ жесткий	1400	1500	0,175
8	Стекло оконное	2500	840	0,84
9	Алюминий	2670	921	221
10	Оцинкованная сталь	7900	482	58
11	ПЭ (полиэтилен)	950	1500	0,4
12	ПСУЛ			0,05

Граничные условия задачи (1) в общем случае имеют вид:

$$\alpha^* \frac{\partial T}{\partial \bar{x}} + \beta^* T = f(\bar{x}, \tau), \quad \bar{x} \in \bar{X}_{ep}, \quad (3)$$

где  $\alpha^*$ ,  $\beta^*$  – константы;  $f(\bar{x}, \tau)$  – заданная функция;  $\bar{X}_{ep}$  – вектор, описывающий границу области.

Для тепловых задач условие (3) называется условием первого рода при  $\alpha^*=0$ , условием второго рода при  $\beta^*=0$  и условием третьего рода при  $\alpha^* \neq 0$  и  $\beta^* \neq 0$ . Константы  $\alpha^*$  и  $\beta^*$ , а также функция  $f(\bar{x}, \tau)$  могут быть различными для разных участков поверхности, ограничивающей исследуемый объем. Конкретный вид выражения (3), если принять, что  $\bar{X}_{ep}$  образуется поверхностями  $S_1$ ,

где заданы граничные условия первого рода,  $S_2$  – второго,  $S_3$  – третьего, можно записать так:

$$\begin{aligned} T(\bar{x}, \tau) &= T(\bar{x}, \tau), & (\bar{x}, \tau) \in S_1, \\ -\lambda \frac{\partial T}{\partial n} &= q(\bar{x}, \tau), & (\bar{x}, \tau) \in S_2, \\ \lambda \frac{\partial T}{\partial n} &= -\alpha(T - T_C), & (\bar{x}, \tau) \in S_3. \end{aligned}$$

Здесь  $T$  и  $q$  – температура и тепловой поток, заданные соответственно на частях границы по-

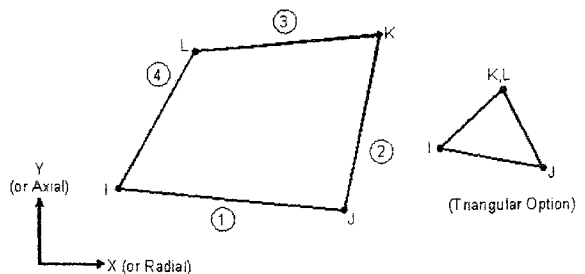


Рис. 2. Четырехугольный конечный элемент PLANE55 и его вырожденная треугольная форма

верхности  $S_1$  и  $S_2$  тела;  $\alpha$  – коэффициент теплоотдачи через поверхность  $S_3$  от среды с температурой  $T_C$ ;  $n$  – внешняя нормаль к поверхности. Объединение участков  $S_1$ ,  $S_2$  и  $S_3$  образует полную границу  $S$  объема  $V$ . Частный случай  $q=0$  второго условия отражает отсутствие переноса тепла – адиабатическую границу.

Перечисленные случаи граничных условий (3) и их комбинация охватывают весь класс встречающихся на практике задач, так как теплообмен излу-

чением можно свести к задаче конвективного теплообмена – граничным условиям третьего рода.

С вариационной точки зрения решение уравнения (1) с граничными условиями (3) эквивалентно отысканию минимума функционала вида:

$$I(T) = \int_V \frac{1}{2} \left\{ (\lambda \cdot \text{div grad } T) - 2 \left( Q - c\rho \frac{\partial T}{\partial \tau} \right) T \right\} dV + \int_{S_2} q T dS + \int_{S_2} \frac{\alpha}{2} [T^2 - 2T T_c + T_c^2] dS. \quad (4)$$

При этом полагается, что минимизация осуществляется для каждой точки временного интервала и перед каждой такой минимизацией теплофизические характеристики и другие величины, зависящие от времени, должны быть пересчитаны заново. При минимизации (4) также принимается, что граничные условия первого рода на по-

верхности  $S_1$  – наложены на пробную функцию  $\{T\}$  – значения узловых температур в МКЭ.

Основные разрешающие матричные соотношения МКЭ можно получить хорошо отработанными приемами [5]. Тогда, итоговое разрешающее уравнение МКЭ имеет вид:

$$\left( [K] + \frac{2}{\Delta \tau} [C] \right) \{T\}_i = \left( \frac{2}{\Delta \tau} [C] - [K] \right) \{T\}_0 - 2\{F\},$$

где  $[K]$  – матрица теплопроводности ансамбля конечных элементов;  $[C]$  – матрица теплоемкости;  $\Delta \tau$  – временной интервал;

$$\{T\}^* = \frac{1}{2} (\{T\}_i + \{T\}_0),$$

$$\{F\}^* = \frac{1}{2} (\{F\}_i + \{F\}_0).$$

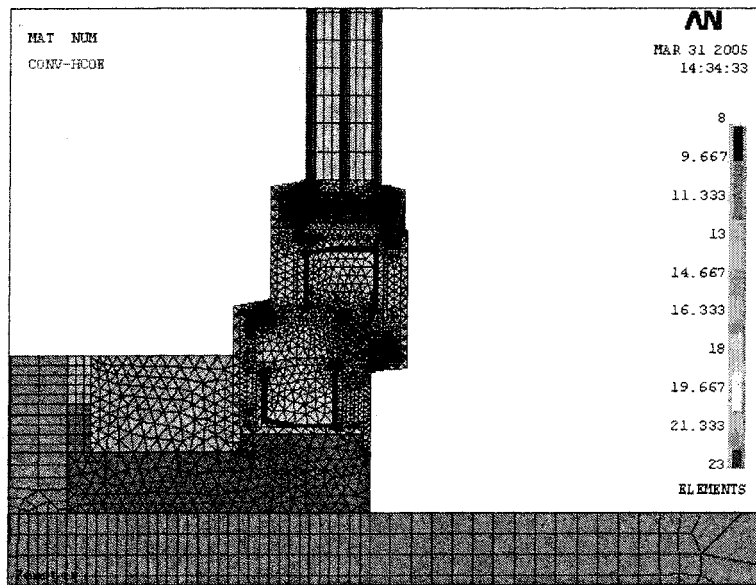


Рис. 3. Фрагмент конечно-элементной модели

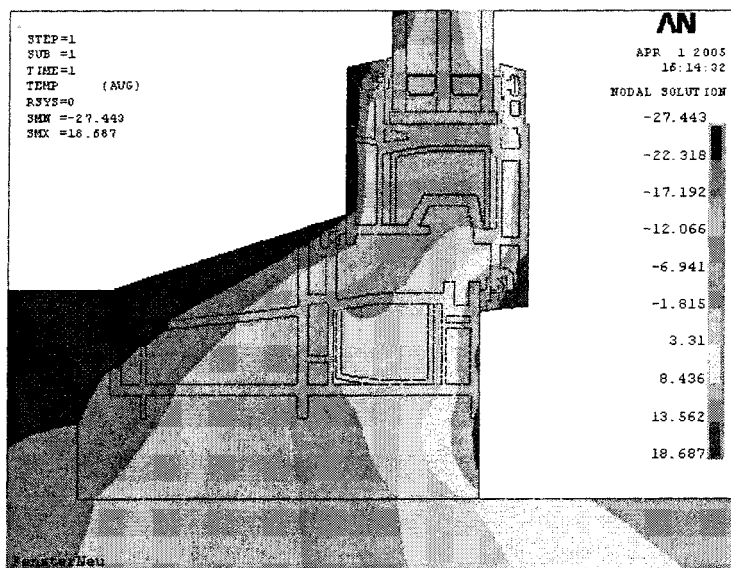


Рис. 4. Распределение температуры в конструкции с использованием ПВХ-откоса

Здесь  $T_0$  и  $T_1$  – функции температуры для времени  $\tau_0$  и  $\tau_1$  соответственно. Аналогично для функции  $\{F\}$  – термических сил.

В расчетах использовался четырехугольный конечный элемент младшего порядка PLANE55 (рис. 2), поддерживающий как стационарный, так и нестационарный анализ. Аппроксимация температуры в элементе осуществляется по линейной зависимости. При этом используются расчетные значения температуры в узловых точках.

Фрагмент конечноэлементной сетки для варианта конструкции в соответствии с рис. 1, б представлен на рис. 3. При этом сложные конфигурации участков, например технологические отливы ПВХ-профиля, имеющие незначительное влияние в теплотехническом отношении, заменялись более простыми.

Граничные условия принимались в следующем виде. Для поверхностей, граничащих с наружным и внутренним воздухом – в соответствии с рис. 1, б. Расчетная температура внутреннего воздуха  $t_{в}^p = 20$  °С; расчетная температура наружного воздуха  $t_{н}^p = -28$  °С; расчетный коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности стены  $\alpha_{в}^{ст} = 8,7$  Вт/(°С·м<sup>2</sup>); расчетный коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности оконного блока  $\alpha_{в}^{ок} = 8,0$  Вт/(°С·м<sup>2</sup>); расчетный коэффициент теплоотдачи наружной поверхности стены и оконного блока  $\alpha_{н} = 23,0$  Вт/(°С·м<sup>2</sup>). Для поверхностей, ограничивающих расчетную область, тепловой поток и коэффициенты теплоотдачи принимались равными нулю. Начальная температура всей конструкции принималась равной 20 °С.

Как видно из рисунков, большого эффекта применение наружного откоса из профиля ПВХ не дает. В обоих рассмотренных вариантах конструктивного оформления узла примыкания оконного блока к стеновому проему в угловой зоне кирпичной стены и на внутренней поверхности остекления в зоне сопряжения с переплетами наблюдаются пониженные температуры до

1 – 8 градуса, что значительно ниже температуры «точки росы».

Таким образом, значительное усложнение конструкции, а значит и ее удорожание, в данном случае не привело к повышению эксплуатационных свойств окна.

На рис. 4 представлено распределение температуры в конструкциях согласно рис. 1 в зоне примыкания оконного блока к стеновому проему.

Слабым местом конструкции является место соприкосновения стекла с дистанционными рамками из алюминия. Здесь образуется так называемый «мостик холода», по которому осуществляется сток тепла.

Именно этим можно объяснить низкие температуры стекла в зоне сопряжения с переплетами и образование инея на данных участках. В качестве альтернативного варианта можно было бы предложить использование рамок из жесткого ПВХ или стеклопластика, оптимизацию местоположения и геометрии дистанционных рамок.

### Литература

1. Кривошеин, А.Д. Окна из ПВХ. анализ теплового режима узлов сопряжений с наружными стенами различного конструктивного решения. / А.Д. Кривошеин // Информационный бюллетень Окна и Двери – №4(13). – 1998г.
2. ГОСТ 30971-2002 Швы монтажные узлов примыканий оконных блоков к стеновым проемам. Общие технические условия.
3. Исаченко, В.П. Теплопередача / В.П. Исаченко, В.А. Осипова, А.С. Сукомел. – М.: Энергоиздат, 1981 – 277 с.
4. Михеев, М.А. Основы теплопередачи. / М.А. Михеев, И.М. Михеева. – М.: Энергия, 1977. – 344 с.
5. Лыков, А.В. Теория теплопроводности. / А.В. Лыков – М.: Высшая школа, 1967. – 600 с.
6. Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов. / Л. Сегерлинд. – М.: Мир, 1977 – 314 с.

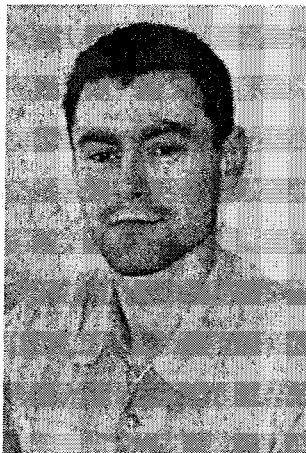


# ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ В ЗАДАЧАХ ТЕХНИЧЕСКОЙ ТЕОРИИ ПЛАСТИНОК, СВЯЗАННЫХ С ПАРАЛЛЕЛОГРАММНОЙ ОБЛАСТЬЮ

А.В. Коробко, Н.С. Малинкин



Коробко Андрей Викторович  
Орел, профессор каф. Теоретическая и прикл. механика ОГТУ,  
д.т.н.,



Малинкин Николай Сергеевич  
Орел, докторант ОГТУ, к.т.н.

**Общие сведения.** Пластинки параллелограммного очертания часто применяются в строительных и машиностроительных конструкциях в качестве несущих элементов мостовых конструкций, плит аэродромного покрытия, в виде элементов обшивки крыла и фюзеляжа самолёта, корпуса корабля. Точных методов расчёта таких пластинок не существует. Они рассчитываются приближёнными методами, как правило, численными, при использовании которых часто теряется физическая сущность задачи.

Для косоугольных пластинок предлагается провести оценку интегральных параметров с помощью геометрических методов расчёта.

К числу эффективных геометрических методов решения двумерных задач технической теории пластинок относятся изопериметрический метод (ИЗПМ) и метод интерполяции по коэффициенту формы (МИКФ), являющийся естественным развитием первого. Теоретические основы МИКФ разработаны одним из авторов этой статьи [1].

**Геометрическое и физико-механическое моделирование параллелограммных пластинок.** При сопоставлении геометрических фигур разных классов, например, круг и трапеция, эллипс и квадрат, как показали исследования [2], можно использовать интегральную характеристику формы фигур – коэффициент формы, который выражается контурным интегралом:

$$K_{fa} = \min \int_L \frac{ds}{h}, \quad (1)$$

где  $h$  – перпендикуляр, опущенный на касательную к переменной точке контура (рис. 1).  $K_f$  является количественной характеристикой «пра-

вильности» (симметричности) областей и позволяет сравнивать их между собой. Для областей с полигональным контуром формула (1) представляется в виде суммы:

$$K_{fa} = \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{h_i} = \sum_{i=1}^n (\operatorname{ctg} \alpha_i + \operatorname{ctg} \beta_i), \quad (2)$$

где принятые обозначения указаны на рис. 2.

Из (2) для параллелограммов имеем:

$$K_f = 4(a/b + b/a)/\sin \alpha = 4(k_1 + 1/k_1)/\sin \alpha, \quad (3)$$

где  $a$  и  $b$  – стороны параллелограмма;  $\alpha$  – острый угол между сторонами;  $k_1 = h/a$  – отношение высоты параллелограмма к длине основания. Из этого выражения как частные имеем: для прямоугольников –

$$K_f = 4(a/b + b/a) = 4(k_1 + 1/k_1); \quad (4)$$

для ромбов –

$$(a = b) - K_f = 8/\sin \alpha. \quad (5)$$

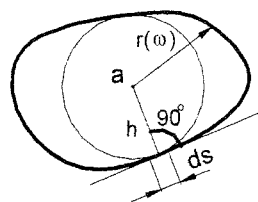


Рис. 1

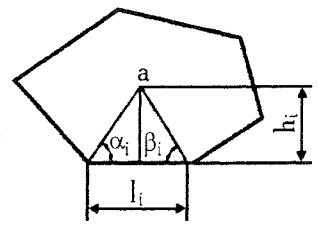


Рис. 2

Наиболее полные исследования изопериметрических свойств и закономерностей коэффициента формы приведены в работе [1].

Анализ выражений (3) – (5) позволил сформулировать изопериметрические теоремы относительно коэффициента формы для параллелограммов:

– из всех параллелограммов наименьшее значение  $K_f$  имеет квадрат;

– из всех параллелограммов равной высоты наименьшее значение  $K_f$  имеет прямоугольник, а наибольшее – ромб;

## Теоретические исследования

– из всех параллелограммов с одинаковым углом  $\alpha$  наименьшее значение  $K_f$  имеет ромб.

Графически эти теоремы представлены на рис. 3, где огибающая кривая, содержащая точки  $c, g, e$  и  $a$ , соответствует прямоугольникам, а кривая с точками  $d, f, b$  – ромбам. Точки  $g$  и  $a$  соответствуют одному и тому же прямоугольнику. Линии  $e-d-a, g-f-a, c-b-f$  на рис. 3 изображают характер изменения  $K_f$  при различных геометрических преобразованиях параллелограмма. Из приведённых теорем следует, что область  $A$ , расположенная ниже пунктирной кривой, отображается на область  $B$  и поэтому в дальнейшем можно рассматривать одну из них.

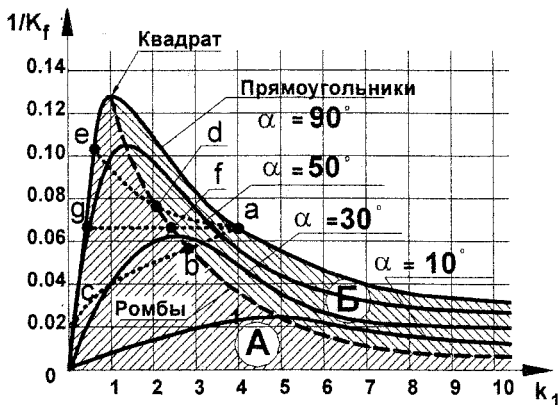


Рис. 3

Для моделирования параллелограммных областей наиболее удобными будут аффинные преобразования. На рис. 4 представлены различные виды аффинных преобразований параллелограмма: на схеме а) изображён аффинный сдвиг прямоугольника; на схеме б) – одновременное аффинное растяжение и сдвиг прямоугольника, при которых вершины прямоугольника скользят по параллельным прямым, находящимся под углом к горизонту; на схеме в) – одновременное аффинное растяжение со сдвигом, когда вершины параллелограммов скользят по окружностям. Преобразуемые прямоугольники заштрихованы. На схемах а) и б) граничными фигурами являются прямоугольник и ромб, а на схеме в) – два пря-

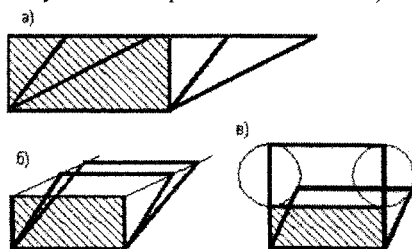


Рис. 4

моугольника. Этим преобразованиям соответствуют кривые, изображённые на рис. 3 пунктирными линиями.

**Сущность МИКФ.** Если представить графически распределение всего известного из справочной литературы множества значений основных частот колебаний параллелограммных пластинок, например, с шарнирно опертым контуром (см. рис. 5), в координатных осях  $1/\omega - k_1$  и сопоставить рису. 3 и 5, то нетрудно заметить, что изображенные на них кривые подобны. Это говорит о том, что основная частота колебаний параллелограммных пластинок функционально связана с коэффициентом формы. Аналитическое доказательство такой зависимости приводится в монографии [1]. К сожалению, указанное подобие не носит линейного характера. Поэтому построение функциональных зависимостей  $F - K_f$  ( $F$  – интегральная физическая характеристика теории пластинок) сопряжено с рядом трудностей.

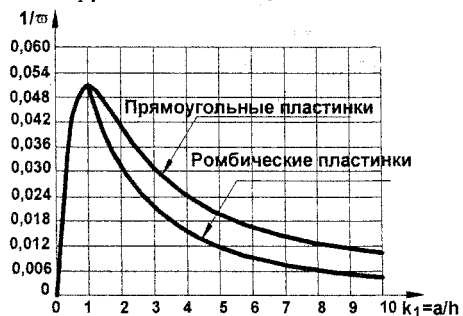


Рис. 5

Идея предлагаемого метода заключается в нахождении решений для пластинок, полученных в процессе какого-либо непрерывного (или дискретного) геометрического преобразования. При анализе форм пластинок этого множества следует выделить среди них хотя бы две, решения для которых  $F_1$  и  $F_2$  известны (так называемые опорные или граничные решения). Используя их, искомое решение представляется формулой:

$$F = F_1 \left( \frac{K_f / K_{f1} \times A_1 / A}{K_{f2} / K_{f1}} \right)^n, \quad (6)$$

где параметр  $n$  определяется из выражения

$$n = \frac{\ln(F_2 / F_1)}{\ln(K_{f2} / K_{f1})}. \quad (7)$$

Здесь  $K_{f1}, A_1$  – соответственно коэффициент формы и площадь для первой опорной фигуры;  $K_{f2}, A_2$  – тоже для второй опорной фигуры. Вид функции (7) предложен в работе [1] и соответствует естественному изопериметрическому виду, к которому приводятся известные точные решения задач строительной механики пластинок.

Используя изопериметрические свойства коэффициента формы параллелограммов, сформулированы и доказаны изопериметрические теоремы относительно интегральных физических характеристик для рассматриваемых задач технической теории механики пластинок.

**Теорема 1.** Всё множество значений интегральных характеристик в задачах технической теории пластинок, представленных в координатах  $F - K_f$  и связанных с областями в виде параллелограмма, при однородных граничных условиях ограничено снизу (или сверху) значениями  $F$  для прямоугольных пластинок а сверху (или снизу) – ромбических.

**Теорема 2.** Из всех равновеликих параллелограммных пластинок одинаковой высоты прямоугольная имеет наибольшее значение  $w_0$  но наименьшие –  $\omega$ ,  $N_0$ , а ромб – наименьшее значение  $w_0$ , но наибольшие –  $\omega$ ,  $N_0$ .

**Теорема 3.** Из всех равновеликих параллелограммных пластинок с однородными граничными условиями квадратная имеет наибольшее значение  $w_0$ , но наименьшие –  $\omega$ ,  $N_0$ .

**Теорема 4.** Из всех равновеликих параллелограммных пластинок с однородными граничными условиями и одинаковым углом  $\alpha$  ромбическая имеет наибольшее значение  $w_0$ , но наименьшие –  $\omega$ ,  $N_0$ .

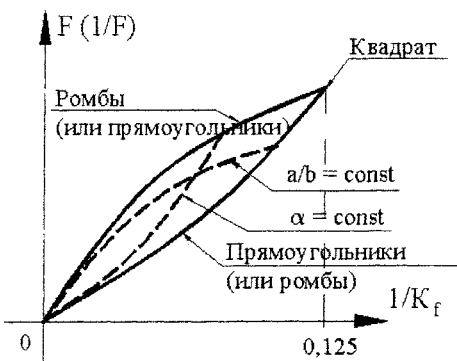


Рис. 6

**Теорема 5.** Из всех равновеликих параллелограммных пластинок с однородными граничными условиями и одинаковым отношением сторон прямоугольная имеет наибольшее значение  $w_0$ , но наименьшие –  $\omega$ ,  $N_0$ .

Теоремы 1 – 5 иллюстрируются на рис. 6.

**Определение интегральных характеристик с помощью МИКФ.** Как отмечалось выше,

граничными кривыми для параллелограммных пластинок являются кривые для прямоугольных и ромбических пластинок (рис. 5). Поэтому их можно использовать в качестве опорных пластинок при решении задач с помощью МИКФ.

Поскольку все параллелограммы равны между собой с точностью до аффинного преобразования, то любой параллелограмм может быть получен из квадрата, любого прямоугольника, любого ромба, любого другого параллелограмма.

### Основные выводы

При геометрическом моделировании областей в форме параллелограмма с использованием МИКФ, получены следующие результаты:

- изучены закономерности изменения коэффициента формы параллелограммов при различных геометрических преобразованиях, в частности при аффинных преобразованиях, и доказаны изопериметрические теоремы; при этом выявлена область распределения интегральных характеристик параллелограммных пластинок в рассматриваемых задачах в зависимости от различных геометрических параметров параллелограммов (коэффициента формы, отношения сторон, отношения высоты к основанию) и установлены ограничивающие эту область кривые;

- построены граничные аппроксимирующие функции с использованием известных решений задач расчёта параллелограммных пластинок и разработаны различные способы определения интегральных физических характеристик параллелограммных пластинок с использованием этих кривых и известных решений.

### Литература

1. Коробко, А.В. Геометрическое моделирование формы области в двумерных задачах теории упругости / А.В. Коробко. – М.: Изд-во АСВ, 1999 – 302 с.
2. Полия, Г. Изопериметрические неравенства в математической физике / Г. Полия, Г. Сёге – М.: Госматиздат, 1962. – 336 с.

# ВЗАИМОСВЯЗЬ ЗАДАЧ ПОПЕРЕЧНОГО ИЗГИБА И СВОБОДНЫХ КОЛЕБАНИЙ ТРЕУГОЛЬНЫХ ПЛАСТИНОК

В.И. Коробко, О.В. Бояркина



Коробко Виктор Иванович  
Орел, ОГТУ, директор центра  
экспертизы промбезопасности,  
д.т.н., профессор

С помощью численного эксперимента исследуется функциональная связь между интегральными физическими характеристиками в задачах поперечного изгиба и свободных колебаний упругих пластинок в виде равнобедренных треугольников с однородными и комбинированными граничными условиями.

Известно [1, 2], что интегральные физические характеристики пластинок (максимальный прогиб  $w_0$  и основная частота колебаний  $\omega$ ) функционально связаны с площадью пластинки  $A$ , её цилиндрической жёсткостью  $D$ , видом

нагрузки  $q(x,y)$  и массой единицы площади  $m$ :

$$w_0 = \alpha \frac{qA^2}{D}, \quad \omega^2 = \beta^4 \frac{D}{mA^2}, \quad (1)$$

где коэффициенты пропорциональности  $\alpha$  и  $\beta$  зависят от формы пластинки ( $\Phi$ ) и условий на границе ( $\Gamma$ ):

$$\alpha = f(\Phi, \Gamma), \quad \beta = \varphi(\Phi, \Gamma).$$

Если умножить левые и правые части выражения (1) друг на друга, то получится результат, не зависящий от площади пластинки и цилиндрической жёсткости (вида материала):

$$w_0 \omega^2 = \alpha \beta^4 \frac{q(x,y)}{m} = K \frac{q(x,y)}{m}, \quad (2)$$

где  $K = \alpha \beta^4$ .

Детальное изучение этого произведения, когда в задаче поперечного изгиба пластинок внешняя нагрузка является равномерно распределенной ( $q(x,y) = q$ ), проведено в работах [3, 4], где с помощью численного эксперимента показано, что для всего множества упругих изотропных пластинок с выпуклым контуром и произвольными граничными условиями произведение коэффициентов пропорциональности  $K = \alpha \beta^4$ , представленное в координатных осях  $K - K_f$  (где  $K_f$  – коэффициент формы пластинки [5]), с погрешностью, не превышающей (5...6)%, вырождается в одну плавную и монотонную кривую. Это свидетельствует о том, что интегральные физические параметры пластинок  $w_0$  и  $\omega$  функционально связаны между собой, а произведение  $K = \alpha \beta^4$  не зависит от граничных условий, а зависит только от коэффициента формы пластинок  $K_f$ .

Коэффициент формы пластинки  $K_f$  численно характеризует её «правильность» (симметричность) и определяется контурным интегралом

$$K_f = \min \int_L \frac{ds}{h},$$

где  $ds$  – длина элементарного участка на границе контура пластинки;  $h$  – длина перпендикуляра, опущенного из полюса, взятого внутри области, на касательную к переменной точке контура. Подробные исследования этой геометрической характеристики проведены в статье [5].

Проведем исследование взаимосвязи интегральных физических параметров  $w_0$  и  $\omega$  для пластинок в виде равнобедренного треугольника. За основу возьмем решения, полученные в работе [6] с помощью МКЭ и с использованием программного комплекса «Ли́ра» (см. таблицу, колонки 3 и 4).

Анализ этих решений показал, что для пластинок в виде равностороннего треугольника полученные результаты незначительно (в пределах одного процента) отличаются от известных точных и приближенных решений, найденных с высокой точностью, которые приводятся в известной справочной и научной литературе [1, 2].

Для исправления этой систематической погрешности при решении рассматриваемой задачи с помощью программного комплекса «Ли́ра» были введены поправочные коэффициенты  $K_w$  и  $K_\omega$ , которые позволили с высокой точностью удовлетворить известным решениям.

Исправленные таким образом результаты и представлены в таблице в колонках 3 и 4. По этим данным построены аппроксимирующие функции  $1/\omega^2 - w_0$  и  $w_0 - 1/\omega^2$ , графики которых изображены на рисунке. Оказалось, что эти функции хорошо описываются линейными зависимостями:

$$1/\omega^2 = (a_1 + b_1 \cdot \alpha) \cdot A^2 \cdot m/D, \quad (3)$$

где  $a_1 = 1,9937 \cdot 10^{-6}$ ,  $b_1 = 0,6226$ ;

$$w_0 = 10^{-3} (a_2 + b_2/\beta^4) \cdot qA^2/D, \quad (4)$$

где  $a_2 = -0,010267$ ,  $b_2 = 1608,599$ . Очевидно, приведенные зависимости будут справедливы и для пластинок в виде равнобедренного треугольника с произвольным законом изменения граничных условий (любая комбинация жёсткого защемления и шарнирного опирания вдоль их сторон). Расчеты, проведенные по формулам (3) и (4) представлены в таблице в колонках 6 и 8. Анализ этих результатов показывает:

Значения максимального прогиба и основной частоты колебаний пластинок в виде равнобедренного треугольника и взаимосвязь этих параметров

Вид опирания	Угол при вершине основании	Решения по МКЭ		Решения по (1)		Решения по (2)	
		$\alpha \cdot 10^3$	$\beta^2$	$\beta^2$	$\Delta, \%$	$\alpha \cdot 10^3$	$\Delta, \%$
1	2	3	4	6	7	8	9
$1/\omega^2 = (1,9937 \cdot 10^{-6} + 0,6226 \cdot \alpha) \cdot 1/A^2 \cdot m/D$ ; (1) $w_0 = 10^{-3}(-0,010267 + 1608,599/\beta^4) \cdot qA^2/D$ (2)							
Шарнирное опирание по всем сторонам пластинок	20/80	1,625	31,31	31,40	+0,29	1,631	+0,37
	30/75	2,335	26,17	26,21	+0,15	2,338	+0,13
	40/70	2,741	24,22	24,19	-0,13	2,732	-0,33
	50/65	3,013	23,05	23,08	+0,13	3,017	+0,13
	60/60	3,086	22,79	22,80	+0,04	3,087	+0,03
	70/55	<b>3,035</b> 3,026	<b>23,05</b> 23,06	<b>23,08</b> 23,03	<b>+0,13</b> +0,13	<b>3,017</b> 3,015	<b>-0,59</b> -0,36
	80/50	<b>2,837</b> 2,845	<b>23,70</b> 23,74	<b>23,78</b> 23,75	<b>+0,33</b> +0,04	<b>2,853</b> 2,844	<b>+0,92</b> +0,04
	90/45	2,630	24,75	24,70	+0,20	2,616	-0,53
	100/40	2,313	26,31	26,33	+0,07	2,314	+0,04
Боковые стороны пластинок шарнирно оперты, а основание жестко защемлено	20/80	<b>1,315</b> 1,321	<b>34,68</b> 34,79	<b>34,91</b> 34,83	<b>+0,66</b> +0,11	<b>1,327</b> 1,318	<b>+0,91</b> -0,23
	30/75	1,754	30,17	30,23	+0,20	1,757	+0,17
	40/70	1,960	28,54	28,60	+0,21	1,965	+0,25
	50/65	2,019	28,21	28,18	-0,11	2,011	-0,40
	60/60	1,967	28,54	28,55	+0,04	1,965	-0,10
	70/55	1,843	29,55	29,50	-0,17	1,832	-0,60
	80/50	1,667	31,02	31,01	-0,03	1,661	-0,36
	90/45	1,456	33,07	33,18	+0,33	1,461	+0,34
	100/40	<b>1,247</b> 1,241	<b>35,93</b> 35,88	<b>35,84</b> 35,93	<b>-0,25</b> +0,13	<b>1,236</b> 1,239	<b>-0,88</b> -0,16
Боковые стороны пластинок жестко защемлены, а основание шарнирно оперто	20/80	<b>0,513</b> 0,515	<b>55,14</b> 55,46	<b>55,78</b> 55,67	<b>+1,16</b> +0,41	<b>0,519</b> 0,513	<b>+1,17</b> -0,39
	30/75	<b>0,819</b> 0,820	<b>43,93</b> 44,06	<b>44,20</b> 44,17	<b>+0,61</b> +0,25	<b>0,823</b> 0,818	<b>+0,49</b> -0,24
	40/70	1,058	38,92	38,90	-0,05	1,052	-0,57
	50/65	1,213	36,34	36,34	0,00	1,208	-0,41
	60/60	1,296	35,07	35,16	+0,27	1,298	+0,15
	70/55	<b>1,316</b> 1,311	<b>34,95</b> 34,92	<b>34,89</b> 34,96	<b>-0,17</b> -0,11	<b>1,307</b> 1,309	<b>-0,68</b> -0,15
	80/50	1,275	35,32	35,45	+0,37	1,279	+0,31
	90/45	1,183	36,62	36,80	+0,49	1,189	+0,51
	100/40	1,054	38,77	38,98	+0,53	1,060	+0,38
Жесткое защемление по всем сторонам пластинок	20/80	<b>0,430</b> 0,430	<b>60,14</b> 60,52	<b>60,89</b> 60,61	<b>+1,25</b> +0,15	<b>0,434</b> 0,429	<b>+0,93</b> -0,23
	30/75	0,643	49,56	49,85	+0,58	0,645	+0,31
	40/70	<b>0,785</b> 0,787	<b>44,83</b> 44,95	<b>45,08</b> 45,08	<b>+0,49</b> +0,29	<b>0,790</b> 0,786	<b>+0,64</b> -0,13
	50/65	0,856	43,07	43,23	+0,33	0,857	+0,12
	60/60	0,880	42,51	42,64	+0,31	0,880	0,00
	70/55	0,858	43,07	43,18	+0,25	0,857	-0,12
	80/50	<b>0,790</b> 0,803	<b>44,63</b> 44,50	<b>44,94</b> 44,63	<b>+0,69</b> +0,29	<b>0,797</b> 0,802	<b>+0,89</b> -0,12
	90/45	0,723	46,96	47,02	+0,13	0,719	-0,55
	100/40	<b>0,610</b> 0,623	<b>49,88</b> 50,53	<b>51,18</b> 50,65	<b>+0,60</b> +0,24	<b>0,636</b> 0,620	<b>-4,26</b> -0,48

1. Для пластинок с углами при вершине  $\gamma$  от 30° до 100° эти формулы дают результаты, отличные от найденных с помощью МКЭ, в пределах одного процента (см. колонки 7 и 9 в таблице).

2. Для пластинок с острыми углами при  $\gamma \leq 20^\circ$  и  $\gamma \geq 100^\circ$  эта погрешность возрастает, хотя и не превышает 4,5%. В приведенной таблице жирным шрифтом выделены результаты, которые дают погрешность, превышающую 0,50%.

3. Отмечается немонотонность решений, полученных с помощью МКЭ для пластинок с острыми углами. При некоторых значениях острых углов наблюдаются «всплески» (резкие отклонения решений, достигающие 4,5%), которые затем исчезают при незначительном изменении углов пластинки. Эти всплески объясняются неустойчивостью решений, получаемых с помощью МКЭ при наличии весьма острых углов в пластинках.

4. Указанные всплески наблюдаются и для максимального прогиба, и для основной частоты колебаний пластинок. Их нетрудно сгладить, если взять средние значения результатов, полученных с помощью МКЭ и с помощью функций (3) и (4). Такие сглаженные результаты приведены ниже соответствующих строк таблицы, выделенных жирным шрифтом. Эти новые результаты, очевидно, можно считать более точными, поскольку они не противоречат общей тенденции монотонного изменения интегральных физических характеристик треугольных пластинок при постепенном изменении угла при вершине треугольника, хорошо удовлетворяют функциям (3) и (4), которые с высокой точностью описывают подавляющее большинство полученных с помощью МКЭ результатов другими авторами, в том числе и для многих пластинок с острыми углами.

Анализ линейных функций (3) и (4) показывает, что свободные члены в них на порядок ниже членов, содержащих аргументы. Пренебрегая этими членами, после некоторой корректировки коэффициентов пропорциональности  $b$ , можно записать:

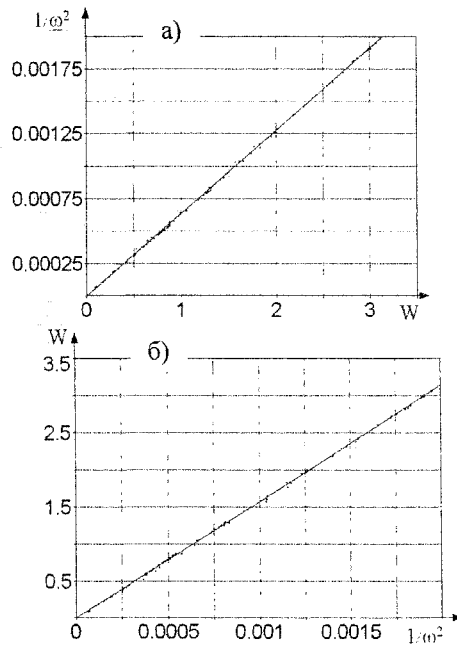
$$w_0 = 1,5965 \frac{q}{m} \frac{1}{\omega^2} = 1,5965 \frac{q}{m} T^2,$$

$$\frac{1}{\omega^2} = T^2 = 0,6264 \frac{m}{q} w_0,$$

где  $T$  – период свободных колебаний пластинок. Расчеты, проведенные по этим формулам, показывают, что получаемые результаты отличаются от соответствующих решений, найденных по формулам (3) и (4), с погрешностью, не превышающей одного процента.

Таким образом, с помощью численного эксперимента показана линейная функциональная связь максимального прогиба пластинок в виде равнобедренного треугольника с произвольными

граничными условиями, находящимися под действием равномерно распределенной нагрузки, и квадрата периода их колебаний в ненагруженном состоянии. Эта функциональная зависимость может найти широкое применение в теории моделирования строительных конструкций, а также при разработке методов контроля их жесткости с использованием вибрационных методов.



**Зависимость максимального прогиба треугольных пластинок от основной частоты их колебаний и наоборот**

## Литература

1. Тимошенко, С.П. Пластины и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: 1963. – 635 с.
2. Филиппов, А.П. Колебания механических систем / А.П. Филиппов. – Киев: Наукова думка, 1965. – 716 с.
3. Коробко, В.И. Изопериметрический метод в строительной механике: Теоретические основы изопериметрического метода / В.И. Коробко. – М.: Изд-во АСВ, 1997 – 390 с.
4. Павленко, А.А. Определение основной частоты колебаний пластинок с жестко защемленным контуром // Тез. докл. научно-практ. конф. «Инженерное обеспечение агропромышленного комплекса» / А.А. Павленко. – Орел: ОГСХА, 1998. – С.112 – 115.
5. Коробко, А.В. Интегральная характеристика формы в задачах строительной механики / А.В. Коробко, И.Б. Дробин // Изв. вузов. Строительство, 1994. – №4. – С. 100–104.
6. Гефель, В.В. Развитие и применение МИКФ к решению задач технической теории пластинок, связанных с треугольной областью. Дис. ... канд. техн. наук / В.В. Гефель. – Орел: ОрелГТУ, 2006.

## ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ОСНОВЕ ИЗМЕРЕНИЯ РИСКА АВАРИИ

В.Г. Косогоров, Д.В. Чебоксаров



Косогоров Валерий Геннадьевич  
Челябинск., асс. каф. стр.  
механики ЮУрГУ

Чебоксаров Дмитрий  
Владимирович  
г. Миасс, Челябинская обл.,  
аспирант

В качестве критериев для оценки уровня конструкционной безопасности эксплуатируемых зданий и сооружений используются [1]:

– предельно-допустимый риск аварии

$$R_{\text{пд}}=19;$$

– предельный риск аварии

$$R_n=83.$$

Для оценки технического состояния групп однотипных конструкций несущего каркаса эксплуатируемого здания (сооружения) в качестве критерия принимается предельно-допустимый уровень надежности [1], определяемый по формуле

$$p_{\text{пд}} = 19^{-1/n},$$

где  $n$  – число групп однотипных конструкций несущего каркаса исследуемого объекта.

Существует несколько подходов к оценке уровня конструкционной безопасности зданий и сооружений. Один из подходов основывается на экспертной информации о техническом состоянии строительного объекта, для формирования которой производится визуально-инструментального обследования технического состояния строительного объекта. По результатам обследования эксперты в каждой входящей в несущий каркас группе однотипных конструкций, включая и грунтовое основание, отыскивают наиболее и наименее дефектные конструкции. Для них по специальному правилу устанавливают уровни опасности (с указанием рангов), характеризующие степень принадлежности дефектной конструкции к одному из абсолютных предельных состояний, к которым относятся местное хрупкое разрушение в ограниченном объе-

Изложена технология диагностики и оценки технического состояния эксплуатируемых зданий и сооружений на основе измерения величины их фактического риска аварии. Приведены критерии оценки

ме или сечении конструкции, чрезмерное деформирование несущей конструкции, общая или местная потеря устойчивости вида деформации конструкции. При назначении уровней опасности эксперты используют фактическую информацию о техническом состоянии дефектных конструкций, виртуальную информацию о наиболее опасных дефектах строительных конструкций, свой опыт, знания и инженерную интуицию. Принятое решение об уровне опасности дефектных конструкций эксперты подтверждают расчетами и испытаниями дефектных конструкций; при динамических нагрузках производят расчет на резонанс и усталость; при наличии агрессивных сред – устанавливают их влияние на уровень опасности конструкции.

Информацию о техническом состоянии групп однотипных конструкций несущего каркаса исследуемого объекта эксперты представляют в виде заверенного своими подписями документа, где дано описание отклонений параметров конструкции от требований проекта с указанием уровня опасности и ранга уровня.

Порядок действий по расчету фактического риска аварии исследуемого объекта следующий.

1. Производится замена уровней опасности наиболее и наименее дефектных конструкций соответственно на уровни надежности  $p_1$  и  $p_2$ .

2. Для каждой группы конструкций определяется средний уровень надежности по формуле [1]

$$p = (p_2 - p_1) / 2.$$

3. Фактический риск аварии объекта рассчитывается по формуле [1]

$$R=1/Pr,$$

где  $Pr$  – произведение средних уровней надежности всех  $n$  групп однотипных конструкций несущего каркаса объекта.

Для оценки технического состояние несущего каркаса объекта строится диаграмма фактических средних уровней надежности  $p$  групп однотипных конструкций каркаса с указанием на диаграмме предельно-допустимого  $p_{\text{пд}}$  уровня надежности конструкций. По диаграмме эксперты определяют группы конструкций, внесшие наибольший «вклад» в риск аварии исследуемого строительного объекта и уровень надежности

## Теоретические исследования

которых подлежит регулированию. Оценка технического состояния объекта производится сопоставлением фактического значения риска аварии  $R$  с принятыми выше критериями. При этом состояние исследуемого объекта считается безопасным, если  $R < R_{пл}$ ; аварийным, если  $R_{пл} < R < R_n$ , ветхо-аварийным, если  $R > R_n$ .

При изложенном выше подходе к оценке технического состояния строительного объекта регулирование уровня конструкционной безопасности эксплуатируемых зданий и сооружений осуществляется на основе следующей информации:

- информации о техническом состоянии исследуемого объекта;
- информации о фактических уровнях надежности групп однотипных конструкций несущего каркаса, представленной в диаграмме и позволяющей установить оптимальную стратегию регулирования уровня конструкционной безопасности исследуемого строительного объекта.

Регулирование уровня конструкционной безопасности не осуществляется для зданий и сооружений, если доказано, что его фактический риск аварии превысил предельное значение риска  $R_n=83$ . Такие объекты находятся в ветхо-аварийном состоянии и подлежат ликвидации.

Обязательным этапом регулирования является расследование причин снижения уровня конструкционной безопасности исследуемого объекта и принятие на основе этого расследования технических решений по усилению его конструктивных элементов. Снижение риска аварии достигается ликвидацией критических дефектов в реально существующих конструкциях. Если ликвидировать дефекты в конструкции не удастся по техническим причинам или экономическим соображениям, то необходимо применить дублер-конструкцию, исполняющую функции и поглощающую риск существующей конструкции в системе «основание – несущий каркас» объекта. При этом любое техническое решение по снижению или поглощению риска аварии конкретного объекта должно в обязательном порядке пройти расчетную и проектную стадии и учитывать роль усиливаемых конструктивных элементов в системе «основание – несущий каркас». Заключительным этапом регулирования уровня конструкционной безопасности является прогноз ожидаемой ситуации риска аварии

объекта после завершения ремонтно-восстановительных работ.

Другой подход к оценке технического состояния эксплуатируемых зданий и сооружений основывается на известном факте [1], что риск аварии строительного объекта жестко связан с величиной  $J$  конструкционного износа несущего каркаса, определяемого по формуле:  $J = \frac{B_0 - B_t}{B_0}$ ,

где  $B_0$  – проектная жесткость несущего каркаса здания;  $B_t$  – жесткость несущего каркаса на текущий момент времени эксплуатации здания.

Также известно, что с увеличением величины конструкционного износа несущего каркаса здания увеличивается период его свободных колебаний. Поскольку частотные характеристики строительного объекта на стадии эксплуатации поддаются экспериментальному определению, то для расчета риска аварии объекта и последующей оценки его технического состояния может быть использована схема, показанная на рисунке.

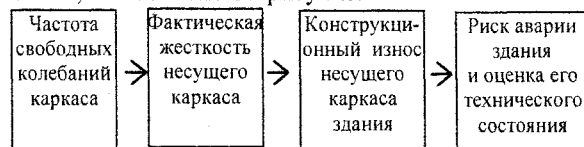


Схема для оценки технического состояния эксплуатируемых зданий

В рамках предложенной схемы целесообразно вначале построить график зависимости частоты собственных колебаний каркаса здания ( $\omega$ ) от жесткости каркаса ( $B$ ). Затем, определив экспериментальным путем частоту собственных колебаний, по графику найти фактическую жесткость каркаса, а по выше приведенной формуле оценить конструкционный износ объекта. Для прогноза фактической величины риска аварии объекта  $R$  можно воспользоваться математической моделью, приведенной в [1]:  $J = 1 - \exp \{-0,0365 (R - 1)\}$ .

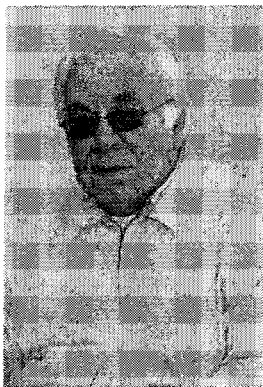
### Литература

1. Мельчаков, А.П. Расчет и оценка риска аварии и безопасного ресурса строительных объектов. (Теория, методики и инженерные приложения): учебное пособие / А.П. Мельчаков, И.Б. Шлейков, И.С. Никольский и др. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2006. – 49 с.

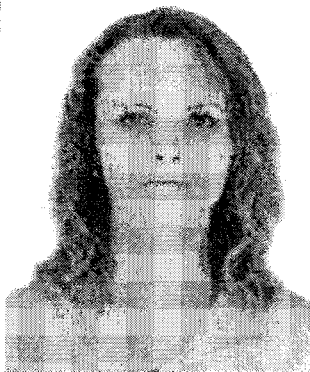


## О ФОРМАТЕ ТЕХНИЧЕСКОГО РЕГЛАМЕНТА НА ВЕЛИЧИНУ РИСКА АВАРИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

А.П. Мельчаков, А.Г. Васильев, М. В. Косогорова



Мельчаков Анатолий  
Петрович  
Челябинск, профессор каф.  
стр. механики ЮУрГУ,  
д.т.н.



Косогорова Марина  
Владимировна  
Челябинск, асс. каф. стр.  
механики ЮУрГУ

В сфере строительства актуальными являются многие виды безопасности – пожарная, радиационная, экологическая и др., но базовым видом безопасности для зданий и сооружений считается конструкционная, интегральным показателем которой служит риск аварии. От этого показателя существенным образом зависит не только способность здания (сооружения) сопротивляться без обрушения несущих конструкций внешним воздействиям, но и размер ущерба в случае гипотетической аварии строительного объекта.

По определению здания и сооружения относятся к высоконадежным техническим системам. Высокий уровень их конструкционной надежности призваны обеспечивать строительные нормы и правила, в создании которых вложен труд многих поколений ученых и строителей. В этом плане замена их на технические регламенты не является объективной необходимостью. Однако на практике требуемый уровень конструкционной надежности строительных объектов, как правило, не достигается, главным образом из-за имеющих место ошибок, допускаемых при проектировании, возведении и эксплуатации зданий и сооружений и которые являются доминирующей причиной наблюдаемого в Российской Федерации роста ущерба от строительных аварий.

Известно, что полное исключение ошибок при реализации инвестиционных строительных проектов практически невозможно, однако, существенно снизить частоту проявления ошибок людей можно. Для этого необходимо в дополнение к существующим строительным нормам и правилам принять общий технический регламент на величину риска аварии в формате, который включал бы в себя механизмы воздействия на производителей и собственников (балансодержателей) зданий и

Федеральный закон «О техническом регулировании» отменил обязательность действия «Строительных Норм и Правил» и предложил строителям в вопросах безопасности опираться на технические регламенты, которых пока еще нет. Материал является продолжением происходящей в среде строителей дискуссии по вопросу: нужен ли технический регламент вообще, а если нужен, то в каком формате?

сооружений в отношении обеспечения минимально необходимого уровня конструкционной безопасности объектов строительства. Очевидно, что в таком формате регламент должен содержать не только обязательные для исполнения минимально необходимые требования в отношении конструкционной безопасности зданий и сооружений, но и технологии подтверждения соответствия строительных объектов этим требованиям. Также очевидно, что регламент должен включать в себя и технологию измерения фактического риска аварии и критерии оценки по величине этого риска технического состояния строительного объекта.

Технология оценки технического состояния строительных объектов по величине их фактического риска аварии может базироваться на следующих научно доказанных положениях [1, 2].

Отношение фактической и теоретической вероятностей обрушения здания (сооружения) исполняет роль риска аварии и служит показателем уровня конструкционной безопасности строительного объекта.

В правильно запроектированном и построенном объекте величина риска аварии после завершения строительного-монтажных работ не должна превышать величины нормального риска аварии на неограниченном множестве новых зданий.

Существуют так называемые пороговые значения риска аварии, при достижении которых строительный объект переходит в качественно иное техническое состояние: из безопасного в аварийное, а из аварийного в ветхо-аварийное. К пороговым значениям риска аварии относятся предельно-допустимый и предельный риски.

Технический регламент в предложенном формате должен содержать следующие разделы:

Общие положения (основные понятия и определения, сфера действия регламента, ссылки на нормативные документы, критерии оценки технического состояния строительного объекта, требования конструкционной безопасности, условия обращения строительных объектов на рынке недвижимости).

Обязательное подтверждение соответствия объектов требованиям конструкционной безопасности (подтверждение соответствия: планируемых к возведению объектов, строящихся и эксплуатируемых объектов, права и обязанности заявителя в части подтверждения соответствия).

Контроль и надзор за соблюдением требований регламента (органы государственного контроля, ответственность за несоответствие объекта требованиям регламента, принудительный отзыв строительного объекта из эксплуатации).

Технология измерения риска аварии и оценки технического состояния объектов строительства, технология декларирования уровня конструкционной безопасности планируемых к возведению объектов строительства, технология подтверждения соответствия требованиям конструкционной безопасности строящихся и эксплуатируемых объектов строительства

### 1. Общие положения регламента

#### 1.1. Основные понятия и определения

В регламенте приняты следующие понятия и определения:

*Безопасность конструкционная* – базовое свойство качества здания, характеризующее способность несущего каркаса объекта сопротивляться без обрушения конструкций действующим на него внешним нагрузкам, в том числе и перегрузкам, возникающим в чрезвычайных ситуациях.

*Авария* – состояние строительного объекта, при котором имеет место разрушение или потеря устойчивости конструкций несущего каркаса. В таких состояниях может достигаться полная физическая непригодность объекта, значительный материальный ущерб и гибель людей.

*Риск аварии* – показатель уровня конструкционной безопасности строительного объекта (число, показывающее во сколько раз в построенном или эксплуатируемом здании фактическая вероятность аварии выше теоретической, вносимой по умолчанию в объект при проектировании).

*Нормальный риск аварии* – максимально-допустимый риск аварии для законченных строительством зданий и сооружений.

*Предельно-допустимый риск аварии* – значение риска аварии, при превышении которого состояние строительного объекта характеризуется как аварийное.

*Предельный риск аварии* – значение риска аварии, при превышении которого состояние строительного объекта характеризуется как ветхо-аварийное.

*Приемлемый риск аварии* – любая величина риска аварии, не превышающая предельно-допустимого значения.

*Надежность несущей конструкции* – соответствие конструкции требованиям проекта в части обеспечения ее прочности, жесткости и устойчивости.

*Грубая ошибка* – непреднамеренная и повышающая риск аварии здания (сооружения) ошибка людей, которая может быть допущена при проектировании или при возведении, либо при эксплуатации строительного объекта.

#### 1.2. Сфера действия регламента.

Регламент распространяется:

– на планируемые к возведению, строящиеся и находящиеся в эксплуатации здания и сооружения;

– на строительные объекты, подлежащие реконструкции, перепрофилированию или капитальному ремонту;

– на строительные объекты, выставленные на продажу.

#### 1.3. Ссылки на нормативные документы.

В регламенте использованы следующие нормативные документы: Федеральный Закон «О техническом регулировании»; Градостроительный кодекс Российской Федерации; Строительные нормы и правила (СНиП); Национальные стандарты России (ГОСТ-Р); Межнациональные стандарты серии ISO 9000

1.4. Критерии оценки технического состояния строительного объекта.

1.4.1. В регламенте за показатель уровня конструкционной безопасности здания или сооружения принят риск аварии.

1.4.2. В регламенте в качестве критериев для оценки технического состояния здания или сооружения используются стандартные значения риска аварии, к которым относятся:

– нормальный риск аварии, являющийся максимально-допустимым риском для законченного строительством здания или сооружения;

– предельно-допустимый риск аварии, при достижении которого строительный объект переходит в аварийное состояние;

– предельный риск аварии, при достижении которого строительный объект переходит в ветхо-аварийное состояние.

1.4.3. В регламенте оценка технического состояния несущего каркаса строительного объекта осуществляется через сравнение фактического риска аварии с его стандартными значениями.

1.5. Требования конструкционной безопасности.

Регламент предъявляют следующие требования к уровню конструкционной безопасности строительных объектов:

– для законченных строительством зданий и сооружений фактический риск аварии не должен превышать нормального риска аварии.

– для эксплуатируемых зданий и сооружений фактический риск аварии не должен превышать предельно-допустимого риска аварии.

1.6. Условия обращения строительных объектов на рынке недвижимости.

1.6.1. Условием размещения и обращения на рынке недвижимости строительных объектов яв-

ляется подтверждение соответствия зданий и сооружений требованиям конструкционной безопасности.

1.6.2. Документом, подтверждающим соответствие строительного объекта требованиям регламента, служит сертификат соответствия.

1.6.3. Допускается подтверждение соответствия строительного объекта требованиям регламента наличием полиса добровольного страхования на случай аварии строительного объекта.

1.6.4. Органы исполнительной власти не вправе препятствовать обращению на рынке недвижимости объектов строительства при наличии документов, подтверждающих их соответствие требованиям конструкционной безопасности.

## **2. Подтверждение соответствия строительных объектов требованиям конструкционной безопасности**

2.1. Подтверждение соответствия планируемых к возведению объектов.

2.1.1. Подтверждение соответствия требованиям регламента планируемого к возведению объекта строительства осуществляется в форме обязательного декларирования уровня его конструкционной безопасности на стадии проекта.

2.1.2. Декларирование производится организацией (третья сторона), аккредитованной в области подтверждения соответствия проекта требованиям регламента на основании договора с заявителем.

2.1.3. Заявителем декларирования является юридическое или физическое лицо (в качестве индивидуального предпринимателя), исполняющие функции изготовителя или продавца проекта, либо выполняющие функции иностранного изготовителя на основании договора в части обеспечения соответствия проекта требованиям регламента и в части ответственности за несоответствие проекта требованиям регламента.

2.1.4. Декларация оформляется на русском языке и должна содержать: наименование и местонахождение заявителя; наименование и местонахождение изготовителя проекта; информацию о проекте; требования, на соответствие которым подтверждается безопасность проекта; сведения о проведенных исследованиях (испытаниях), измерениях, расчетах и документах, послуживших основанием для подтверждения соответствия проектного решения несущего каркаса объекта требованиям конструкционной безопасности.

2.1.5. Срок действия декларации о соответствии проекта требованием регламента неограничен. Первый экземпляр декларации должен храниться у заявителя, второй – в органе исполнительной власти территории, на которой планируется возведение объекта.

2.2. Подтверждение соответствия строящихся и эксплуатируемых объектов.

2.2.1. Подтверждение соответствия требованиям конструкционной безопасности строящегося

или находящегося в эксплуатации здания (сооружения) осуществляется третьей стороной посредством диагностики технического состояния исследуемого объекта.

2.2.2. Заявителем подтверждения соответствия является юридическое или физическое лицо (в качестве индивидуального предпринимателя), исполняющие функции застройщика (инвестора, заказчика) или продавца строительного объекта, либо выполняющие функции иностранного застройщика на основании договора в части обеспечения соответствия строительного объекта требованиям регламента и в части ответственности за несоответствие объекта этим требованиям.

2.2.3. Головная организация по сертификации строительных объектов:

- принимает на основе проведенных третьей стороной исследований (испытаний), измерений и расчетов решение о выдаче или об отказе в выдаче сертификата соответствия;

- устанавливает в зависимости от величины фактического риска аварии объекта срок действия сертификата соответствия;

- ведет реестр выданных сертификатов соответствия и реестр выданных аккредитованными страховыми компаниями полисов добровольного страхования на случай аварии строительного объекта;

- информирует соответствующие органы исполнительной власти об объектах, не получивших сертификат соответствия или полис добровольного страхования.

2.2.4. Сертификат соответствия и его доказательная база хранятся у заявителя в течение трех лет с момента окончания срока действия сертификата.

2.3. Права и обязанности заявителя в части подтверждения соответствия.

2.3.1. Заявитель имеет право:

- обращаться в головную организацию для подтверждения соответствия требованиям конструкционной безопасности принадлежащих ему строительных объектов;

- обращаться в головную организацию и органы исполнительной власти с жалобами на неверные действия третьей стороны в части подтверждения соответствия строительных объектов требованиям конструкционной безопасности.

2.3.2. Заявитель обязан:

- выпускать в обращение на рынке недвижимости строительные объекты только после осуществления подтверждения соответствия требованиям конструкционной безопасности;

- предъявлять в органы государственного контроля (надзора), а также заинтересованным лицам документы, подтверждающие соответствие зданий и сооружений требованиям конструкционной безопасности (сертификат соответствия или его копию, либо полис добровольного страхования на случай аварии строительного объекта);

– извещать соответствующий Орган исполнительной власти об изменениях, связанных с реконструкцией или перепрофилированием строительного объекта, его назначением, режимом эксплуатации и формой использования.

### 3. Контроль и надзор за соблюдением требований регламента

3.1. Органы государственного контроля (надзора).

3.1.1. Контроль и надзор за соблюдением требований регламента осуществляется должностными лицами органов государственного строительного надзора и органов государственного контроля в порядке, установленном Градостроительным кодексом Российской Федерации.

3.1.2. Органы государственного контроля и строительного надзора вправе: требовать от застройщика (продавца, поставщика строительного объекта, лица, выполняющего функции иностранного застройщика, продавца, поставщика) предъявления сертификата, подтверждающего соответствие строительного объекта требованиям регламента, либо полиса добровольного страхования на случай аварии строительного объекта, выданного страховой компанией; требовать от саморегулируемых организаций, созданных в строительной отрасли в соответствии с законодательством Российской Федерации, как обязательного условия членства в них, подтверждающего соответствия строительных объектов требованиям регламента посредством получения сертификата или полиса от аккредитованной страховой компании; осуществлять мероприятия по государственному контролю (надзору) за соблюдением требований норм в порядке, установленном Градостроительным кодексом Российской Федерации; выдавать предписания об устранении нарушений требований регламента в срок, установленный с учетом характера нарушения; принимать мотивированные решения о запрете продажи и передачи строительных объектов в эксплуатацию, пользование, если иными мерами невозможно устранить нарушения требований настоящих норм приостановить или прекратить действие сертификата соответствия; привлекать застройщика (продавца, поставщика строительного объекта, лица, выполняющего функции иностранного застройщика, продавца, поставщика) к предусмотренной регламентом ответственности.

3.1.3. Органы государственного контроля (надзора) обязаны: соблюдать коммерческую тайну и иную охраняемую законом тайну; соблюдать порядок осуществления мероприятий по государственному контролю (надзору) за соблюдением требований регламента и оформления результатов таких мероприятий, установленный Градостроительным кодексом Российской Федерации; принимать на основании результатов мероприятий по государственному контролю (надзору) за соблюдением требований регламента меры по устране-

нию последствий нарушения этих требований; направлять информацию о несоответствии строительных объектов требованиям регламента в соответствующие Органы исполнительной власти.

3.2. Ответственность за несоответствие строительного объекта требованиям конструктивной безопасности.

В случае, если в результате несоответствия строительного объекта требованиям регламента в период его эксплуатации причинен вред в отношении жизни или здоровья людей, имущества физических и юридических лиц, окружающей среды, жизни и здоровью животных и растений застройщик обязан возместить причиненный ущерб потерпевшей стороне в соответствии с законодательством Российской Федерации.

3.3. Принудительный отзыв строительного объекта из эксплуатации.

3.3.1. В случае невыполнения предписаний и решений Органов государственного контроля (надзора), последние вправе обратиться в суд с иском о принудительном отзыве строительного объекта из эксплуатации.

3.3.2. В случае удовлетворения иска о принудительном отзыве строительного объекта из эксплуатации суд обязывает ответчика довести решение суда не позднее одного месяца со дня его вступления в законную силу до сведения пользователей через средства массовой информации или иным способом. В случае, если ответчик не исполнит решение суда в установленный срок, истец вправе совершить эти действия за счет ответчика с взысканием с него необходимых расходов.

Заявленный формат предусматривает возможность использования наиболее эффективного механизма обеспечения безопасности строительных объектов – добровольного страхования строительных объектов от аварии. Введение этого вида страхования стало возможным благодаря включению в формат регламента технологии измерения фактического риска аварии строительных объектов. Наличие такой технологии позволяет обеспечить баланс интересов сторон страховых отношений за счет достоверного прогноза риска аварии и назначения адекватного фактическому риску страхового тарифа, отражающего реальную угрозу аварии.

Для собственников в случае недостаточной конструктивной безопасности принадлежащих им зданий и сооружений целесообразность страхования объектов от аварии очевидна, поскольку такое страхование является единственно возможным компромиссом с Государством. Страхование от аварии – это наименее затратный и наиболее реальный путь к снижению риска аварии объекта строительства, так как с точки зрения финансовых интересов страховщиков важно не допустить появления страхового случая (аварии), что достигается тарифной политикой и правилами страхования.

Введение в строительную практику технического регламента в заявленном формате позволяет

создать систему управления безопасностью и предупреждения аварий в форме организационно-финансового механизма взаимодействия участников строительного рынка. Эта система заложена в предлагаемом регламенте. Она базируется на процедурах сертификации строительных объектов на соответствие требованиям конструктивной безопасности и механизме страхования этих объектов на случай их аварии. Участники системы и схема их взаимодействия показаны на рис. 1.



Рис. 1. Участники системы и схема их взаимодействия

Управление риском аварии конкретного здания (сооружения) в системе определяется регламентом и правилами страхования, предписывающим непрерывную количественную оценку последствий возможных аварий, которые могут произойти как в период выполнения строительно-монтажных работ, так и после сдачи объекта в эксплуатацию. Кроме этого, производится корректировка (увеличение или снижение) страхового платежа (тарифа) с целью достижения максимально точного соответствия между реальной подверженностью созданных материальных ценностей риску аварии и вероятностью возникновения финансовой ответственности страховщика. Эта корректировка является основным страховым регулятором уровня конструктивной безопасности строящихся объектов.

Одним из способов управления уровнем безопасности объектов строительства является предстраховой консалтинг, предусмотренный правилами страхования. Предстраховой консалтинг представляет собой анализ и оценку риска аварии, в т.ч. на стадии проекта, позволяющие разработать методы минимизации потенциального разрушительного воздействия.

Наибольший эффект в отношении регулирования риска аварии дают предупредительные мероприятия. В структуре тарифных ставок при страховании объекта на случай его аварии предусматривается взнос в фонд предупредительных

мероприятий (ФПМ). ФПМ предназначен для финансирования мероприятий по предупреждению аварий, сокращению страховых случаев и снижению разрушительности их последствий. Использование средств ФПМ производится страховщиком в

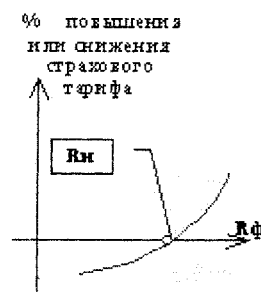


Рис. 2. Функция, корректирующая величину страхового тарифа

соответствии с планом финансирования мероприятий по обеспечению безопасности строительных объектов.

Основным экономическим регулятором конструктивной безопасности в системе является показанная на рис. 2 функция, корректирующая величину страхового платежа (тарифа). Реальная величина страхового взноса  $T(x)$  должна быть пропорциональна величине  $x = (Rф - Rн)/Rн$ , где  $Rф$  и  $Rн$  соответственно фактический и нормальный риски аварии, и при  $Rф = Rн$  должна оставаться равной начальной тарифной ставке  $T_0$ . Разность  $(T(x+\Delta x) - T(x))$  является, по-существу, приращением величины фактического риска аварии, выраженного в денежном эквиваленте. Предполагая, что  $T(x)$  является непрерывной функцией, имеющей производную  $dT/dx = -\lambda T(x)$ , где  $\lambda$  – интенсивность роста риска аварии в процессе эксплуатации объекта, приходим к решению в виде  $T(x) = T_0 \exp[-\lambda x]$ .

Таким образом ключевым элементом системы в управлении безопасностью строительных объектов является страховщик, принимающий на себя страхование риска аварии, генерируя при этом информацию об уровнях конструктивной безопасности построенных объектов. Причем высокое качество этой информации предопределено самой природой страхования.

#### Литература

1. Мельчаков, А.П. К теории прогнозирования риска аварии объектов строительства / А.П. Мельчаков // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия «Строительство и архитектура». – 2001. – Вып. 1
2. Расчет и оценка риска аварии и безопасного ресурса строительных объектов. (Теория, методики и инженерные приложения): учебное пособие / А.П. Мельчаков, И.Б. Шлейков, И.С. Никольский и др. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2006.

# GEOTECHNICAL DESIGN OF THE TE APITI WIND FARM

Alexei Murashev, Robert Davey, Greg Cook



Мурашов Алексей  
Константинович  
Доктор философии (D.Ph.),  
Новая Зеландия

## ABSTRACT

Recently built Te Apiti Wind Farm, the largest in the southern hemisphere and New Zealand's newest, feeds up to 90 MW into the national power grid from the 55 1.65 MW turbines (each 106 m high) built on the north side of the Manawatu Gorge, near Palmerston North City. Te Apiti is located on 1200 hectares of undulating hill terrain. Steep eroded gullies and numerous active landslide scars expose an uplifted and tilted marine sequence of Tertiary rocks. Site investigations were undertaken to assess the stability of the wind turbine platforms and to provide information for the design of the access roads and the turbine foundations. The turbines were founded on 16 m to 18 m wide octagonal shallow pad foundations. Geotechnical investigation and design issues are discussed.

## 1. INTRODUCTION

Opus International Consultants Ltd was commissioned by Meridian Energy Ltd to undertake geotechnical investigations and detailed design of the proposed Te Apiti Wind Farm at the southern end of the Ruahine Range above the Manawatu Gorge, east of Palmerston North City, New Zealand.

Te Apiti is located on 1200 hectares of undulating hill terrain (Figure 1). Steep eroded gullies and numerous active landslide scars expose an uplifted and tilted marine sequence of Tertiary rocks. The wind turbines were 1.65 MW capacity, with 70 m hub height and 72 m blade span giving the total height from the top of the foundation to the top of the blades of 106 m.

Detailed geotechnical investigations were undertaken to provide a sound basis for the design of the wind farm. The geotechnical investigations were scoped to address the key issues associated with construction of the proposed wind farm, which included:

- Large scale earthworks to provide 21 km of access tracks to the turbine sites.
- Control of permanent stormwater runoff, erosion and sedimentation during earth works.
- Creation of 55 flat turbine platforms on the hill tops at each turbine site (the platforms were large enough to build the turbine foundation, to lay down the turbine shaft sections, the blades, nacelle and to park the crane prior to assembling the turbine).
- Construction of 55 turbine foundations and turbines at each turbine platform.
- Construction of the substation and operation/maintenance building.
- Trenching and placement of 11KV cables along internal access tracks.
- Disposal of surplus cut materials at nominated disposal sites.
- Assessment of the risk of instability of the turbine platforms, access tracks and cable routes.

The design and construction period was short requiring careful staging of geotechnical investigations, testing, design and construction. The geotechnical work was undertaken in 2003 – 2004 y. Construction of the wind farm began on 10 November 2003, while the last stages of geotechnical investigations were still under way in some parts of the site. Approximately 1,000,000 m<sup>3</sup> of earth was excavated to construct 21 km of access roads and for the turbine foundations. The latter took around 21,000 m<sup>3</sup> of concrete to construct. The wind farm generated first power on 26 July 2004, with all 55 turbines being fully commissioned by 25 October 2004.

## 2. SCOPE OF GEOTECHNICAL WORK

Geotechnical work for the project was undertaken in a number of stages (Murashev, 2005). Initial geotechnical work included desk studies, geological and geotechnical inspections and mapping. Seven boreholes, 44 trial pits, and numerous laboratory tests including, consolidation, unconfined compressive, grading and compaction tests, were undertaken as part of the geotechnical investigations for the preliminary design. Construction phase geotechnical investigations comprised 59 boreholes, dynamic plate load tests, downhole wave velocity measurements, spectral

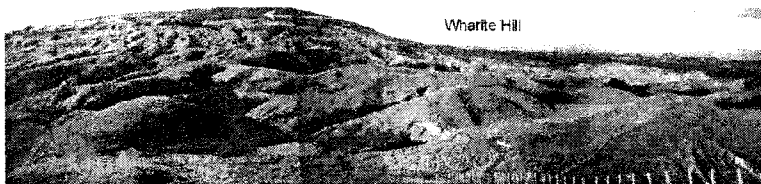


Figure 1. General view of the Te Apiti wind farm site prior to construction

analysis of surface waves, triaxial and shear box test, as well as further unconfined compressive and consolidation tests to confirm strength and stiffness of the site materials. To reflect the actual loading conditions, the site materials in dynamic plate load tests (cyclic loading), triaxial and shear box tests were loaded at a rate similar to the rate of loading of soils under the wind turbines. Downhole wave velocity measurements and spectral analysis of surface waves were undertaken at three turbine sites to refine the soil and rock profile. Thermal resistivity tests on the site materials were undertaken to assist the cable designers. Up to five drilling rigs operated on the steep hillsides during the investigation and construction phases. Geotechnical inspections and testing for certification of the turbine foundations was undertaken as the construction progressed and required full time presence of an engineering geologist on site. Assessment of geotechnical risks for the design life of the wind farm was undertaken on the completion of the construction period.

### 3. SITE CONDITIONS

Te Apiti Wind Farm is located on the northern side of the Manawatu Gorge at the southern end of the Ruahine Range, North Island, New Zealand. The site lies approximately 15 km northeast of Palmerston North City and access to the site is via Saddle Road that links the town to rural towns of Ashhurst (west) and Woodville (east). Te Apiti is situated between 250 m and 360 m above mean sea level, covering a total area of about 20 square km. The general topography is hilly terrain comprising moderately steep undulating ridge tops flanked by steep gullies that lie at the foot of the Ruahine Range. Numerous shallow landslides scar the surface of oversteepened slopes. Remnants of native bush exist in isolated gullies around the site and

at the southern boundary with the Manawatu Gorge. Figure 2 is an engineering geological map of Te Apiti that indicates the extent and distribution of geological units identified at the site and includes active landslide traces. The map was initially developed using available data sources and early geotechnical site investigations (walkover survey, trial pits, and boreholes). During construction, the map was continually updated, as more exposures were uncovered from excavation activities. Two major active faults, parallel to one another, lie within the Te Apiti area: the northern portion of the Wellington Fault and the adjacent Ruahine Fault. The Ruahine Fault is closest to Te Apiti lying approximately 500 m southeast of the nearest wind turbines and the Wellington Fault lies within 3 km of the eastern most wind turbine site. The Wellington Fault is considered to be more active than the Ruahine Fault, but both have estimated magnitudes greater than 7.5 around the Te Apiti area.

### 4. GROUND CONDITIONS

The ground conditions comprise tertiary soft rocks (siltstone, conglomerate, mudstone, sandstone) and soft to firm soils (loess, alluvial silts and clays). The alluvial soils had some organic content, their undrained shear strength varied from 40 kPa to 80 kPa, unconfined compressive strength from 80 kPa to 160 kPa, cohesion from 3 kPa to 15 kPa, angle of internal friction from 20 to 26 degrees and shear wave velocities from 80 m/s to 150 m/s. Tertiary soft rocks had undrained shear strength higher than 100 kPa, unconfined compressive strength between 170 kPa and 1500 kPa, cohesion between 20 kPa and 60 kPa, angle of internal friction between 27 and 35 degrees and shear wave velocities from 200 m/s to 600 m/s. Thermal resistivity tests for a range of the site materials indi-

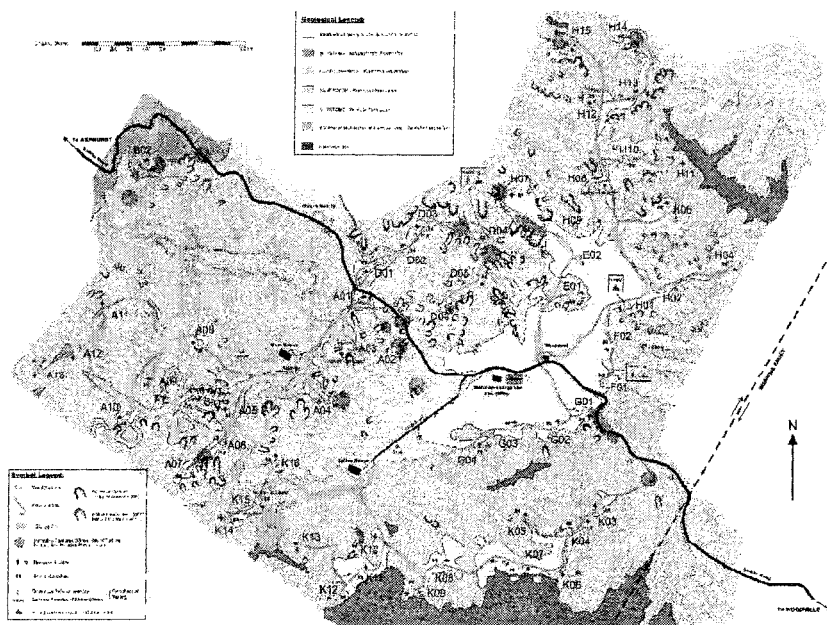


Figure 2. Geological map of the Te Apiti wind farm site



cated that thermal resistivity varied from 0.51 m K/W to 1.62 m K/W depending on material nature and water content. Analysis of water contents and typical material types for the site, indicated that it is appropriate to base cable ratings on a maximum thermal resistivity of 1.2m K/W.

### 5. SLOPE STABILITY

Aerial photographs from 1942, 1979 and 1995 indicated numerous landslides existed over the site, however very few had changed in dimension over this 53-year period. Aerial photograph examination and field inspection of several landslide features indicated that most are water induced regolith failures that occur in areas of excess ground water seepage. Most slope instability occurs in the siltstone terrain of the Mangatarata and Te Aute Formations (Figure 2). Hillsides formed in these geological units slope between 15° to 40°, but generally slopes steeper than 30° are likely to show some instability. The risk of slope instability at Te Apiti was assessed prior to construction for both the access tracks and the proposed turbine sites. The turbine platforms were located on hill tops and the access tracks followed the ridgelines wherever possible to minimise the volume of cut (and hence cost and land disturbance) and to reduce risk of erosion and their vulnerability to landsliding. Only two access tracks were considered to have a potential for scarp failure, which could impact upon construction activity and compromise the safety of the site. The overall risk of instability at the site was assessed to be medium and the critical areas were monitored during construction by a site engineer. Only one turbine site was considered to be at risk from slope instability and therefore during detailed design it was re-positioned away from the hazardous slope. All other turbine sites were initially not considered to be at risk. However, slope instability became a major problem at Te Apiti during the construction period in February 2004 when a 100 year return period storm triggered a large number of major landsliding events in the Manawatu region.

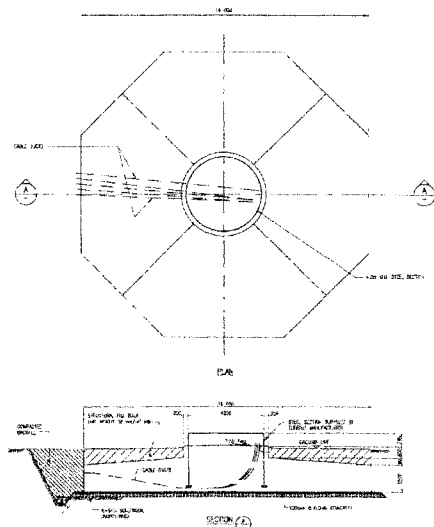


Figure 3. Pad foundation details

Heavy rainfall (over 240 mm in 48 hours) caused numerous shallow regolith failures on slopes steeper than 25° and major soil and rock failures occurred in several road cuts on slopes steeper than 35° within the Tertiary rock formations and greywacke rock masses. Water infiltration along pre-existing weakness planes (generally joints) induced plane- and edge-type failures in these excavated slopes. Several access tracks were compromised by landslides and became unsafe. The Pohangina Bridge at the Ashhurst end of Saddle Road, was washed away effectively closing Saddle Road and preventing access from Palmerston North. To get to the other side of the range and access up Saddle Road was via the difficult Pahiatua Track, as the Manawatu Gorge Road was also closed due to large dropouts. A temporary crossing and later a Bailey bridge, was built across the Pohangina River to continue construction activities. Short-term stability measures, such as battering back of road cut slopes and diverting surface runoff away from slope edges via cut trenches were implemented. None of the turbine foundation sites were directly affected by slope instability, however some sites were re-positioned (generally less than 10 m) to avoid any potential risk associated with nearby shallow regolith failures. Even though construction was delayed by six weeks due to the storm, it was completed within 12 months as per the original program. On the completion of construction, a detailed geological mapping and risk assessment was undertaken to estimate the risks to the turbine foundations, access roads and buried cable routes from landslides, and a detailed monitoring program was put in place for the design life of the wind farm.

### 6. TURBINE FOUNDATIONS

Foundations for wind turbines are low-frequency machine-loaded structures subjected to coupled horizontal-rocking vibrations. The turbine-specific load spectra were calculated by NEG MICON using an aero-elastic computer model of the turbine. The load spectrum for the Te Apiti turbines was based on a 20 year turbine life. Seismic loads were calculated by Opus in accordance with the New Zealand loading standard. Seismic loads, based on fully elastic re-

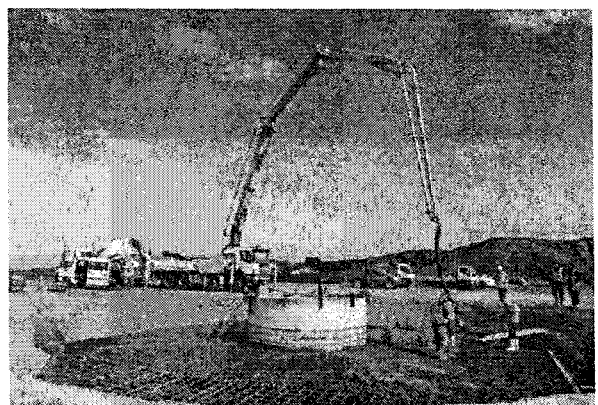


Figure 4. Concreting of the pad foundation



sponse, appeared to be less than the extreme wind loads. Considered foundation options included shallow pad, rock anchored pad, “mono”-pile and “multi”-pile foundations. A shallow 16 m size octagonal pad foundation (Figures 3 and 4) was adopted for most of the turbine sites based on the comparison of the foundation options. The geotechnical and structural design of the pad foundation considered the following issues:

- Bearing capacity failure of the soil
- Drainage measures were put in place to keep the ground water table below the underside of the pad, so that buoyancy forces could be neglected in the design
- Size of the zone of plastic deformation in the soil base beneath the pad foundation
- Degradation of strength and stiffness of soils under cyclic loading from the turbine
- Rocking stiffness of the pad foundation – soil system (refer to Section 7)
- Overturning of the tower and pad foundation

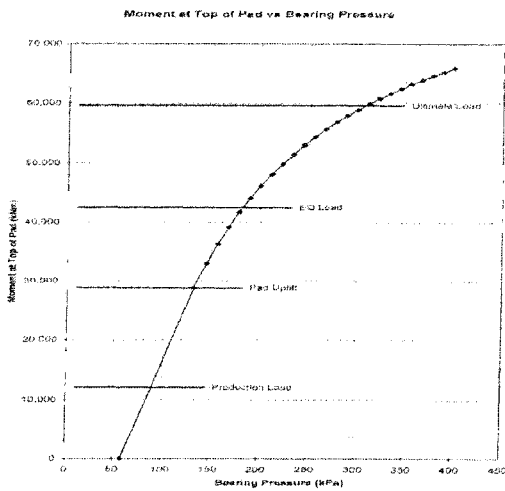


Figure 5. Maximum bearing pressure as a function of the bending moment

under seismic and wind loads

- Shear failure of the pad foundation
- Flexural behavior of the reinforced concrete pad
- Loss of anchorage of the tower embedment cylinder within the pad
- Fatigue analysis of the turbine-pad system to ensure that the foundation structure has a design life of not less than  $10^9$  load cycles

In France and Russia, geotechnical design codes include a requirement for no loss of contact pressure beneath the foundation under a frequently occurring load combination, and for no more than 25% of the base area to uplift for an infrequent load combination. EN1997 Eurocode 7 – Geotechnical Design and New Zealand Building Code (verification document B1/VM4) have similar requirements with respect to the maximum acceptable load eccentricity. These re-

quirements are aimed at limiting the size of the plastic zones in the soil beneath the pad and achieving adequate serviceability behavior of conventional structure foundations. The loading on the turbine foundations is substantially different from that for conventional structure foundations (e.g. lower gravity load due to light weight of the turbine, high load eccentricity due to light weight of the turbine and high extreme wind loads). The load eccentricity under high wind loads can be substantial, resulting in stress concentration under the edge of the pad. The width of the equivalent footing changes from one loading case to another as a result of changes in the eccentricity associated with different loading cases. The loss of basal contact and stress concentration under the edge of the pad were carefully considered. Under the production load, the pad remained in contact with the soil. For infrequent seismic and ultimate wind loads, loss of basal contact was considered to be acceptable. The maximum bearing pressure under the pad as a function of the bending moment applied to the top of the pad is



Figure 6. Installation of blades

shown on Figure 5. For soft sites here either ultimate bearing capacity requirement could not be satisfied or degradation of soil strength and stiffness could potentially result in a shorter design life of the turbine, a larger 18 m size pad was used. On a number of sites with intermediate soil properties a solution comprising the 16 m size pad was retained, but 0.5 m to 1.5 m thickness of soft materials immediately beneath the pad were undercut and replaced with compacted granular fill. The 16 m or 18 m size pad with undercut, resulted in a reduced plastic zone and a reduced stress level in the soft soils beneath the pad (or beneath granular material), to meet the 20 year design life requirement.

The concrete for the pads was supplied from an on-site batching plant. Each 16 m size pad contained  $375 \text{ m}^3$  of 30 MPa concrete and 28 Tt of reinforcing steel. A more detailed discussion of the structural de-

sign issues for the turbine foundations is given in Davey and Green (2006). On the completion of the pad foundations, turbine shaft sections, nacelle and blades were installed to form a complete wind turbine (Figure 6).

## 7. ROCKING STIFFNESS OF TURBINE FOUNDATIONS

The turbine manufacturers specified the minimum rocking stiffness of the pad foundation required to comply with the parameters used in their load modeling. The rocking stiffness of the pad foundation is governed by the size of the pad, soil stiffness, rate of loading, size of the zone of plastic deformation in the soil, soil potential for degradation of strength and stiffness. Dynamic plate loading tests in the field were undertaken to confirm the soil stiffness. The plate load test data indicated that the hard siltstone (Figure 7) demonstrated essentially elastic behavior under cyclic loading, while the soft silt (Figure 8) had a potential

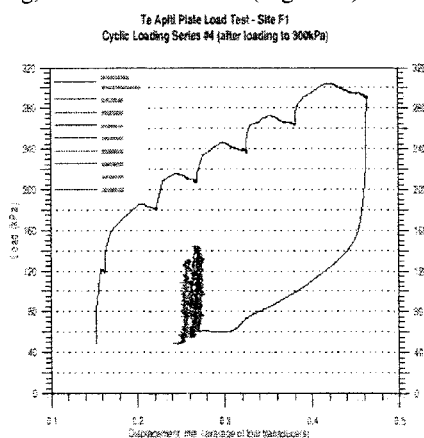


Figure 7. Plate load test data, hard siltstone

for degradation of stiffness. The rocking stiffness of the pads founded on soft silt during the initial load cycles would still be within the required limits, but accumulation of plastic deformation in the plastic zone under the pad foundation in further loading cycles could result in reduced rocking stiffness of the foundation-soil base system. Also, for some soft sites the ultimate bearing capacity condition could not be satisfied. It was therefore considered necessary to reduce the size of the zone of plastic deformation and the stress level in the soft silt to ensure the elastic response of the soil governs the rocking stiffness, and ensuring the ultimate bearing capacity remains adequate. The methodology adopted for the soft sites is described in

Section 6. Calculations of the rocking pad stiffnesses based on analytical solution for the rigid circular pad on elastic half-space indicated that the manufacturer's requirement of the minimum rocking stiffness of 20 GNm/rad could be satisfied.

## 8. CONCLUSIONS

Extensive geotechnical investigations were undertaken for the design and construction of the Te Apiti wind farm. The geotechnical design considered a number of issues associated with construction of wind farms in hilly terrain. In spite of some construction challenges, the construction of the wind farm was successfully completed within 12 months (Figure 9).

## 9. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to thank Meridian Energy Ltd for allowing the information contained within this paper to be published and Meridian's Te Apiti project manager David Green who was fully supportive of the

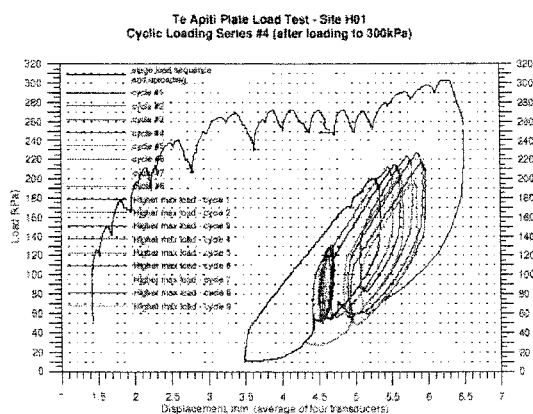


Figure 8. Plate load test data, soft silt

extensive and thorough geotechnical investigation program for the project. Opus Central Laboratories Ltd is thanked for the assistance with laboratory and field soil testing.

## REFERENCES

- Davey, R. and Green, R. (2006). Te Apiti wind farm turbine foundations: design and construction. Proceedings of the 2006 NZ Concrete Conference.
- Murashev, A. (2005). Te Apiti wind farm: megawatt – class machines aided by geotechnical expertise. New Zealand Geomechanics New, Issue 69, June 2005.

# ОБЕСПЕЧЕНИЕ ТРЕБУЕМОГО УРОВНЯ КОНСТРУКЦИОННОЙ БЕЗОПАСНОСТИ СТРОЯЩИХСЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В СИСТЕМЕ СЕРТИФИКАЦИИ

*И.С. Никольский*



Никольский Иван Сергеевич  
Челябинск, асс. каф. стр. механики ЮУрГУ

Изложены метод и технология сертификационных испытаний строящихся зданий и сооружений на соответствие требованиям конструкционной безопасности. Приведены критерии оценки соответствия и обозначен подход к регулированию риска аварии.

Конструкционная безопасность является одним из базовых свойств качества построенного здания (сооружения). Интегральным показателем такой безопасности служит риск аварии  $r$ , принимаемый в форме отношения фактической вероятности

возникновения аварии  $P_\phi$  к теоретической вероятности  $P_T$  [1], закладываемой по умолчанию в объект при проектировании ( $r = P_\phi / P_T$ ). В работе [2] доказано, что в правильно запроектированном и построенном здании (сооружении) среднее значение риска аварии после завершения строительно-монтажных работ не должно превышать величины нормального (естественного) риска аварии ( $R_n = 2$ ), при котором безопасный ресурс возведенного объекта становится наибольшим. В [2] также доказано, что риск аварии является обратной величиной уровня конструкционной надежности объекта, определяемый произведением уровней надежности всех последовательно возведенных на объекте групп однотипных конструкций несущего каркаса здания. Это означает, что задача по оценке риска аварии объекта сводится к определению законов распределения вероятности уровней надежности однотипных конструкций в группах.

Технология обеспечения требуемого уровня конструкционной безопасности объекта в процессе его строительства состоит из следующих последовательно выполняемых этапов.

1. Определяется категория ответственности исследуемого объекта и закон распределения нормального (естественного) риска аварии.

2. По результатам экспертизы формируется блок формализованной информации о техническом состоянии групп однотипных конструкций, образующих «дерево» несущего каркаса объекта.

3. Проводятся виртуальные статистические испытания фактического риска аварии «промежуточных зданий» и строятся для них интегральные

законы распределения нормального и фактического рисков аварии

4. По результатам сертификационных испытаний принимается решение о соответствии или несоответствии «промежуточных зданий» объекта требованиям конструкционной безопасности.

5. При несоответствии объекта требованиям конструкционной безопасности определяются «промежуточные здания» и группы несущих конструкций, которые вносят наибольший вклад в риск аварии объекта, принимаются меры по устранению дефектов и вновь повторяются пп. 3 и 4.

### Примечания:

1. Под «деревом» несущего каркаса понимается иерархическая последовательность групп однотипных конструкций, а под «промежуточным зданием» – часть  $m$ -этажного объекта, содержащая нулевой цикл и  $k \leq m$  его этажей.

2. Каждое «промежуточное здание» исследуемого объекта характеризуется количеством групп однотипных несущих конструкций и интегральным графиком распределения фактического риска аварии.

**На первом этапе** в зависимости от категории ответственности объекта строительства выбирается дифференциальный график распределения нормального (естественного) риска аварии  $f(r_n)$ . При отсутствии реальных статистических данных в качестве таких распределений выбрано семейство законов Пирсона 3-го типа на основании исходящих из логики и строительной практики следующих аксиом:

– вероятности значений риска аварии меньших 1 равны нулю, так как обеспечить в процессе строительства проектный риск аварии не удается по целому ряду причин, в том числе объективных;

– кривая распределения является асимметричной: наиболее вероятное значение риска сдвинуто влево от среднего значения, поскольку существует естественное стремление общества обезопасить среду своей жизнедеятельности;

– степень асимметрии дифференциального закона распределения нормального риска аварии зависит от категории ответственности строительного объекта (чем ответственней категория, тем больше степень асимметрии).

Этим аксиомам отвечают законы распределения Пирсона. Определяющими характеристиками такого типа законов являются среднее значение и коэффициент  $a$ , показывающий степень асимметрии распределения (рис. 1). Независимо от категории ответственности исследуемого объекта среднее значение нормального риска аварии для новых зданий принимается равным 2 [1]. Отличающим

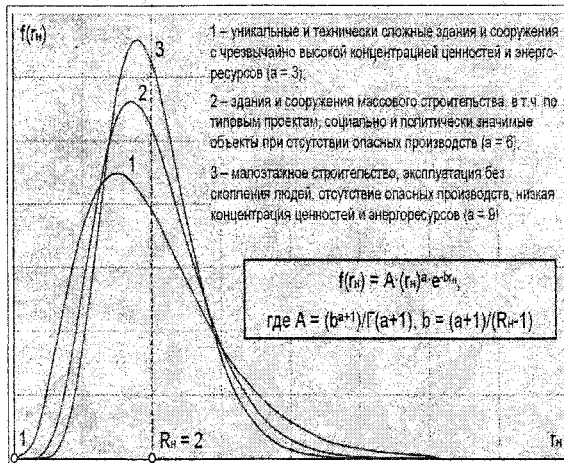


Рис. 1. Дифференциальные законы распределения нормального риска аварии

же фактором законов распределения плотности вероятности является степень их асимметрии.

На втором этапе осуществляется визуальное инструментальное обследование несущих каркасов «промежуточных зданий» исследуемого объекта. Для формирования формализованной информации о техническом состоянии несущих конструкций эксперты на основе своего опыта, знаний и инженерной интуиции в каждой входящей в несущий каркас группе однотипных конструкций:

- выявляют наиболее и наименее дефектные конструкции;

- для наиболее и наименее дефектных конструкций по правилу, приведенному в табл. 1, назначают уровни опасности, ранги уровней опасности и уровни их надежности;

- устанавливают отношение числа наименее к числу наиболее дефектных конструкций в группе, определяя тем самым вид закона распределения уровней надежности конструкций в группе  $f(p)$ .

Информация в формализованном виде о техническом состоянии групп однотипных конструкций несущего каркаса исследуемого объекта представляется в виде табл. 2.

При формировании информации о техническом состоянии групп однотипных конструкций с целью сокращения объема экспертных работ использованы приемы теории нечеткой логики и принципы теории квалиметрии. Так, при построении табл. 1 для назначения уровней надежности дефектных конструкций использована переменная

«очень» [2], а уровень надежности отождествляется со степенью соответствия параметров дефектной конструкции требованиям проекта в части обеспечения прочности, жесткости и устойчивости. Уровни надежности наиболее и наименее дефектных конструкций в группах приняты за единичные показатели надежности. В качестве комплексного показателя надежности использованы законы распределения плотности вероятности уровней надежности конструкций в группах  $f(p)$  (рис. 2), зависящие от параметров  $n$ ,  $p_1$  и  $p_2$ . Полученные показатели образуют необходимую и достаточную информацию для определения интегрального показателя уровня конструкционной безопасности «промежуточного здания» – закона распределения вероятности фактического риска аварии  $F(r_{\Phi})$ .

Таблица 1  
Правило назначения уровней надежности дефектных конструкций

Уровень опасности конструкции	Отношение конструкции к требованиям проекта	Ранг уровня	Уровень надежности конструкции
0	Дефектов нет	–	1,000
1	Соответствие требованиям проекта практически полное	1	0,997
		2	0,993
		3	0,990
2	Отклонения от требований проекта незначительные	1	0,976
		2	0,963
		3	0,949
3	Отклонения от требований проекта значительные	1	0,920
		2	0,892
		3	0,865
4	Соответствие требованиям проекта низкое	1	0,818
		2	0,774
		3	0,732
5	Соответствие требованиям проекта предельно низкое	1	0,671
		2	0,616
		3	0,564
6	Соответствие требованиям проекта практически нет	–	0,500

На третьем этапе осуществляются виртуальные статистические испытания риска аварии «промежуточных зданий» объекта через компьютерное моделирование риск-ситуаций методом Монте-Карло. Виртуальные испытания основаны на формализованной информации о техническом состоянии групп конструкций несущего каркаса. Алгоритм проведения виртуальных испытаний включает:

- конкретизацию дифференциальных законов распределения плотности вероятности уровней надежности однотипных несущих конструкций в группах  $f(p)$

$$f(p) = \left[ \frac{2}{(n+1)(p_2 - p_1)} \right] \left[ 1 + \frac{(p - p_1)(n-1)}{p_2 - p_1} \right], \quad (1)$$

Таблица 2

Информация о техническом состоянии групп однотипных конструкций

Номер и наименование группы однотипных конструкций	Уровень опасности конструкции и его ранг		Уровень надежности конструкции в группе		$n = f(p_2)/f(p_1)$
	наиболее дефектной	наименее дефектной	наиболее дефектной $p_1$	для наименее дефектной $p_2$	

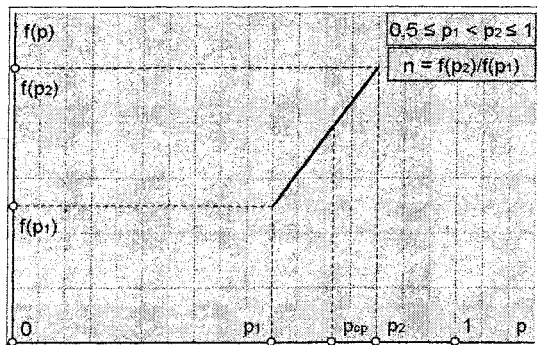


Рис. 2. Закон распределения уровней надежности в группах

– генерацию случайных величин уровней надежности конструкций в группах через разыгрывание равномерно распределенной в интервале  $[0; 1]$  случайной величины  $q$  и формирование массивов надежностей конструкций по формулам:

$$p = p_1 + q(p_2 - p_1) \text{ (при } n = 1)$$

$$p = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \text{ (при } n \neq 1), \tag{2}$$

где  $A = n - 1$ ,  $B = 2(p_2 - np_1)$ ,

$$C = p_1^2(n-1) - 2p_1(p_2 - p_1) - (n+1)(p_2 - p_1)^2 q.$$

– комплектацию на основе математической модели [2]  $r = 1/Pr$  статистического ряда для фактического риска аварии «промежуточных зданий» исследуемого объекта;

– построение по статистическому ряду интегрального закона  $F(r_f)$  распределения фактического риска аварии, а по принятому виду дифференциального закона – интегрального закона  $F(r_n)$  распределения нормального риска аварии «промежуточного здания» объекта.

На четвертом этапе принимается решение о соответствии или несоответствии «промежуточных зданий» объекта требованиям конструкционной безопасности. Условием сертификации является выполнение неравенства  $F(r_f < r_n) \geq 0,95$ , означающее, что фактический риск аварии не превышает равновероятный нормальный уровень с вероятностным обеспечением  $F$  не менее 95%. В целом объект соответствует требованиям конструктивной безопасности, если доказано, что фактический риск аварии последнего «промежуточного» здания удовлетворяет данному условию. На рис. 3 показаны интегральные законы  $F(r_f)$  и  $F(r_n)$  для случая, когда «промежуточное здание» объекта не соответствует требованиям конструкционной

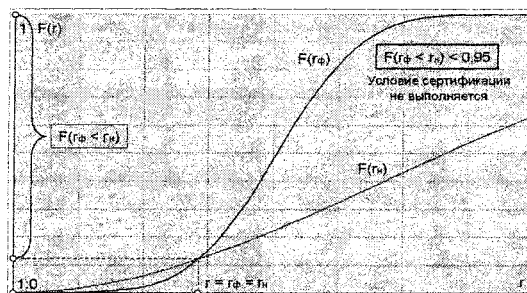


Рис. 3. К оценке соответствия «промежуточного здания» объекту требованиям конструкционной безопасности

безопасности и для которого риск аварии подлежит регулированию.

На последнем этапе (в случае не соответствия исследуемого здания (сооружения) требованиям конструкционной безопасности), производится регулирование риска аварии. Для этого по полученным законам распределения уровней надежности конструкций в группах (рис. 2) определяются средние значения уровней надежности  $p_{cp}$  этих групп по формуле:

$$p_{cp} = \frac{(p_2 + p_1)}{(n+1)} + \frac{(n-1)(2p_2^2 - p_1^2 - p_1 p_2)}{3(n+1)(p_2 - p_1)} \tag{3}$$

и строится диаграмма средних уровней надежности групп однотипных конструкций, показывающая группы несущих конструкций, которые вносят наибольший вклад в объектный риск аварии, т.е. те группы, которые имеют наименьшие средние уровни надежности.

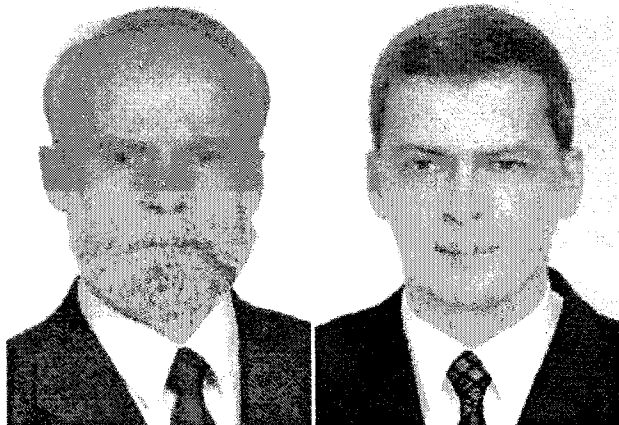
Такие группы подлежат дополнительному обследованию с последующим устранением обнаруженных в них дефектов, а объект повторным сертификационным испытаниям на соответствие требованиям конструкционной безопасности.

Литература

- 1 Мельчаков, А.П. Оценка и обеспечение безопасности строящихся зданий и сооружений. Дис... докт. техн. наук. / А.П. Мельчаков, г. – Челябинск, 1997
- 2 Мельчаков, А.П. Расчет и оценка риска аварии и безопасного ресурса строительных объектов. (Теория, методики и инженерные приложения): учебное пособие / А.П. Мельчаков, И.Б. Шлейков и др. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2006. – 49 с.

## ДИНАМИКА ПОЛИШАРНИРНЫХ МЕХАНИЧЕСКИХ СИСТЕМ

Ал.Аф. Поляков, Ар.Ал. Поляков



Поляков Алексей Афанасьевич  
Екатеринбург, зав. каф. стр. механики УГТУ-УПИ, д.т.н., профессор

Поляков Артем Алексеевич  
Екатеринбург, зам. главного конструктора по новой технике ЗАО "Уромгаз", к.т.н.

Двухшарнирные и полишарнирные механические передачи и состоящие из них системы нашли широкое применение в различных отраслях промышленности таких как транспортная, нефтегазовая, металлургическая и т.д. При этом, шарнирные системы могут быть плоскими (оси валов, связанные с шарнирами, находятся в одной плоскости) и пространственными [1, 3, 5].

Исследование динамики плоских шарнирных систем при определенных ограничениях рассматривалась в работах [1–3], где показано, что в таких системах возникают вынужденные колебания, неустойчивые движения и различные резонансы.

Например, в приводах исполнительного органа очистных машин [1–3] используются пространственные, шарнирные, механические системы. Динамические процессы, происходящие в них, имеют более сложный характер, так как системы с пространственными шарнирами позволяют передавать нагрузки и вращение между валами с пересекающимися осями в широком диапазоне статических и динамических параметров.

Характерной особенностью механических шарнирных систем является наличие в них пространственных шарниров, вызывающих неравномерность вращения звеньев и связанные с ними колебания [2, 3]. Колебания возникают даже тогда, когда внешние моменты, приложенные к ведущим и ведомым звеньям, постоянны.

Таким образом, сама механическая шарнирная система является источником крутильных колебаний, неравномерности вращения звеньев, и в сочетании с другими источниками колебаний (ведущим и исполнительным органами) могут приводить к значительным динамическим нагрузкам как в самом приводе, так и на его выходе, а также к вибрациям оборудования и конструкций.

Рассматривается динамика полишарнирных механических систем. Приводится обобщенная динамическая модель, которая учитывает влияние на динамический процесс кинематики универсальных шарниров, углов перекося осей валов, упруго-вязкого демпфирования. Приведены: математическая модель, описываемая системой нелинейных дифференциальных уравнений; результаты расчетов динамических нагрузок и коэффициентов; зоны различных видов резонансов; критерии оптимизации по снижению динамических нагрузок в данных системах.

При определенных соотношениях статических и динамических параметров в приводе с пространственными шарнирами могут возникнуть неустойчивые состояния, сопровождающиеся повышением уровней упругих колебаний, параметрические колебания и параметрический резонанс, оказывающие существенное влияние на нормальный режим работы оборудования и эксплуатационную надёжность. Поэтому исследование динамических явлений необходимо для установления рациональных режимов и создания, в конечном итоге, надёжной и экономичной техники.

В рассматриваемой работе приводятся исследования динамики привода рабочего органа, представляющего собой разветвленную много-связанную систему с пространственными шарнирами [2–4].

Характерная такой системе динамическая модель представлена на рис. 1, которая учитывает влияние на динамический процесс всех основных факторов: кинематической особенности шарниров, статических и динамических параметров системы.

Динамическая модель описывается системой нелинейных дифференциальных уравнений, полученной на основе использования квазистатического способа, при непосредственном применении принципа Даламбера.

После преобразования данной системы к виду удобному для компьютерной реализации с помощью численного метода интегрирования Рунге-Кутты, уравнения системы имеют вид:

$$\ddot{\psi}_1 = \frac{M_\partial}{J_1} - \frac{S_{1,2}}{J_1}(\psi_1 - \psi_2) - b_{1,2}(\dot{\psi}_1 - \dot{\psi}_2); \quad (1)$$

$$\ddot{\psi}_2 = -\frac{M_{c,2}}{J_2} + \frac{S_{1,2}}{J_2}(\psi_1 - \psi_2) + b_{1,2}(\dot{\psi}_1 - \dot{\psi}_2) - \frac{S_{2,3}}{J_2}(\psi_2 - \psi_3) - b_{2,3}(\dot{\psi}_2 - \dot{\psi}_3);$$

$$\begin{aligned}
\psi_3 &= -\frac{M_{c,3}}{J_3} + \frac{S_{2,3}}{J_3}(\psi_1 - \psi_3) + b_{3,2}(\psi_2 - \psi_3) - \\
&\quad - \frac{S_{3,5}}{J_3}(\psi_3 - \psi_5) - b_{3,5}(\psi_3 - \psi_5) - \\
&\quad - \frac{S_{3,7}}{J_3}(\psi_3 - \psi_7) - b_{3,7}(\psi_3 - \psi_7); \\
\dot{\psi}_7 &= -\frac{M_{c,7}}{J_7} + \frac{S_{3,7}}{J_7}(\psi_3 - \psi_7) + \frac{S_{7,13}}{J_7}(\psi_7 - \psi_{13}) - \\
&\quad - b_{7,13}(\dot{\psi}_7 - \dot{\psi}_{13}) + b_{3,7}(\dot{\psi}_3 - \dot{\psi}_7); \\
\dot{\psi}_{13} &= \frac{S_{7,13}}{J_{13}}\psi_{7,13} + b_{7,13}\dot{\psi}_{7,13} - \\
&\quad - \frac{S_{13,14}}{J_{13}}(\psi_{13} - \psi_{14}^*)F_1 - \frac{M_{Tp,2}}{J_{13}}; \\
\dot{\psi}_{14} &= \frac{S_{13,14}}{J_{14}}(\psi_{13} - \psi_{14}^*) - b_{14,15}(\dot{\psi}_{14}^* - \dot{\psi}_{15}) - \\
&\quad - \frac{S_{14,15}}{J_{14}}(\psi_{14}^* - \psi_{15}); \\
\dot{\psi}_{15} &= \frac{S_{14,15}}{J_{15}}(\psi_{14}^* - \psi_{15}) + b_{15,14}(\dot{\psi}_{14}^* - \dot{\psi}_{15}) - \\
&\quad - \frac{S_{15,16}}{J_{15}}(\psi_{15} - \psi_{16}^*)F_2 - \frac{M_{Tp,4}}{J_{15}}; \\
\dot{\psi}_{16} &= \frac{S_{15,16}}{J_{16}}(\psi_{15} - \psi_{16}^*) - b_{16,8}(\dot{\psi}_{16} - \dot{\psi}_8) - \\
&\quad - \frac{S_{16,8}}{J_{16}}(\psi_{16}^* - \psi_8); \\
\dot{\psi}_8 &= \frac{S_{16,8}}{J_8}(\psi_{16}^* - \psi_8) + \\
&\quad + b_{8,16}(\dot{\psi}_{16}^* - \dot{\psi}_8) - \frac{M_{T,8}}{J_8}; \\
\dot{\psi}_9 &= \frac{S_{5,9}}{J_9}(\psi_5 - \psi_9) + b_{5,5}(\dot{\psi}_5 - \dot{\psi}_9) - \\
&\quad - \frac{S_{9,10}}{J_9}(\psi_9 - \psi_{10}^*)F_3 - \frac{M_{Tp,1}}{J_9}; \\
\psi_{10} &= \frac{S_{9,10}}{J_{10}}(\psi_9 - \psi_{10}^*) - b_{10,11}(\psi_{10}^* - \psi_{11}) - \\
&\quad - \frac{S_{10,11}}{J_{10}}(\psi_{10}^* - \psi_{11}); \\
\psi_{11} &= \frac{S_{10,11}}{J_{11}}(\psi_{10}^* - \psi_{11}) + b_{10,11}(\psi_{10}^* - \psi_{11}) - \\
&\quad - \frac{S_{11,12}}{J_{11}}(\psi_{11} - \psi_{12}^*)F_4 - \frac{M_{Tp,3}}{J_{11}}; \\
\psi_{12} &= \frac{S_{11,12}}{J_{12}}(\psi_{11} - \psi_{12}^*) - b_{12,6}(\psi_{12}^* - \psi_6) -
\end{aligned}
\tag{2}$$

$$-\frac{S_{12,6}}{J_{12}}(\psi_{12}^* - \psi_6);$$

$$\psi_6 = \frac{S_{12,6}}{J_6}(\psi_{12}^* - \psi_6) + b_{12,6}(\psi_{12}^* - \psi_6) + \frac{M_{T,6}}{J_6},$$

$$\text{где } b_{i,j} = \frac{K_{i,j}}{J_i}, \quad K_{i,j} = K_{j,i}.$$

В уравнениях (2) точкой обозначено дифференцирование по времени  $t$ . При этом параметры, входящие в эти уравнения обозначают:  $\psi_i^*$  – углы поворота  $i$ -й массы, имеющие явную кинематическую связь с углами поворота ( $i-1$ ) массы [рад];  $K_{j,i}$  – коэффициенты пропорциональности между величиной потерь внутреннего трения в упругой связи, выраженной в размерности момента, и величиной относительной скорости перемещения масс [Н·м·с];  $M_d$  – момент на двигателе [Н·м];  $M_{c,i}$  – момент вязкого трения в элементах  $i$ -й массы [Н·м];  $M_{Tp,i}$  – момент трения в  $i$ -ом пространственном шарнире [Н·м];  $M_{T,i}$  – технологический момент, приложенный к  $i$ -й массе [Н·м];  $J_i$  – момент инерции  $i$ -го элемента системы [Н·м·с<sup>2</sup>];  $S_{i,j}$  – жесткость  $i, j$ -го вала [Н·м/рад];  $F_i$  – кинематические функции.

Кинематические функции ( $F_i$ ), входящие в уравнения (1), зависят от типа механической шарнирной передачи и ее параметров.

Так, для одной из линий привода рабочего органа (выделенной на рис. 1 пунктирным прямоугольником) механическая шарнирная передача включает три звена (5,13; 14,15; 16,6), связанных между собой двумя универсальными шарнирами. Подробно фрагмент этой передачи приведен на рис. 2. Применительно к выделенному фрагменту (рис. 2) кинематические функции  $F_1$  и  $F_2$  соответствуют случаю, когда оси всех валов расположены в разных плоскостях ( $\gamma_1 \neq 0, \gamma_2 \neq 0, \beta_1 \neq 0, \beta_2 \neq 0$ ), имеют аналогичный вид, в частности для  $F_1$ :

$$F_1 = \frac{\cos \beta_1 \cos \gamma_1 \sqrt{1 - \sin^2 \beta_1 \sin^2 \gamma_1}}{r},$$

$$\text{где } r = \cos^2 \gamma_1 + (\sin^2 \gamma_1 - \sin^2 \beta_1) \sin^2 \varphi_{13} + 0,25 \sin 2\gamma_1 \sin 2\beta_1 \sin 2\varphi_{13}.$$

Исследовано влияние на динамические нагрузки углов перекоса шарниров, приведенных моментов инерции, угловых скоростей, жесткостей звеньев, технологических моментов. Для примера приведен график рис. 3.

Определены динамические коэффициенты и установлены зоны резонансов для различного сочетания параметров системы в качестве примера на рис. 4. приведен график изменения динамических коэффициентов на котором четко наблюдаются как основные так дробные резонансы.

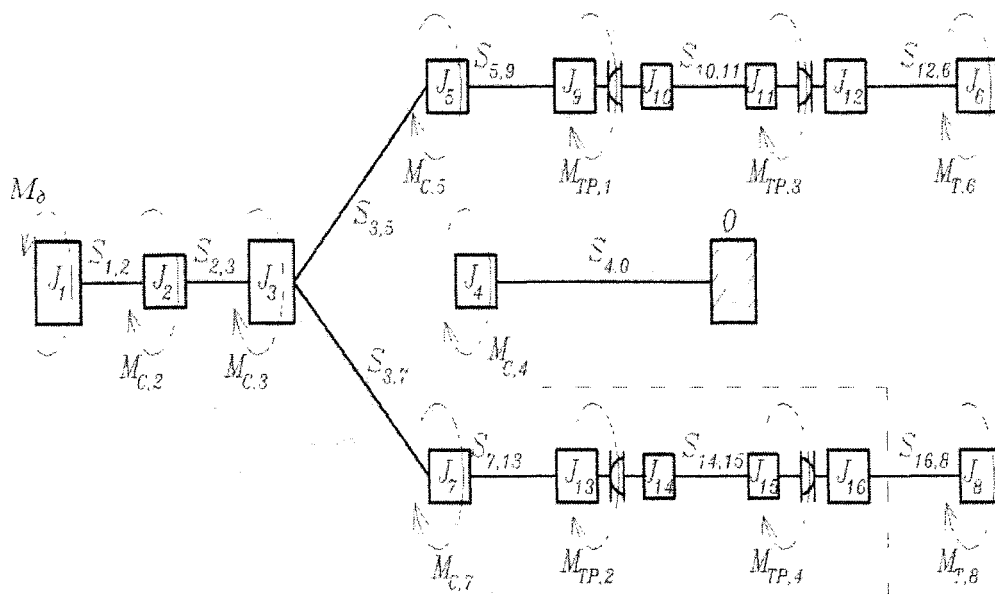


Рис. 1. Динамическая модель рабочего органа

$M_d$  – момент на двигателе,  $J_i$  – момент инерции  $i$ -го элемента системы,  $S_{ij}$  – жесткость  $i, j$ -го вала,  $M_{c,i}$  – момент вязкого трения в элементах  $i$ -й массы,  $M_{TP,i}$  – момент трения в  $i$ -м пространственном шарнире,  $M_{T,i}$  – технологический момент, приложенный к  $i$ -й массе

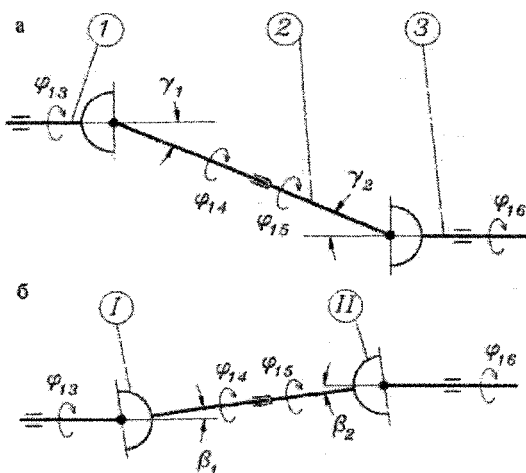


Рис. 2. Пространственная двухшарнирная передача (фрагмент из рис. 1):

а – вид фронтальной проекции, 1 – ведущий вал, 2 – промежуточный вал, 3 – ведомый вал; б – вид передачи в плане; I, II – универсальные шарниры,  $\gamma_1, \gamma_2, \beta_1, \beta_2$  – углы между геометрическими осями (углы перекоса), соответственно 1-го и 2-го, 2-го и 3-го валов

Решена задача поиска рационального угла относительного расположения двухшарнирных передач, входящих в разветвленную систему рабочего привода, обеспечивающего минимальные динамические нагрузки в системе [4]. При этом, для оценки неравномерности нагрузок использованы два критерия неравномерности момента передаваемого на вал двигателя:

1. Критерий  $K_1$  – среднее значение за период модуля разности моментов на ведущих звеньях передач:

$$K_1 = \frac{1}{t} \int_0^t \sum_{i=1}^m |M_{S,i} - M_{T,i}| dt, \quad (3)$$

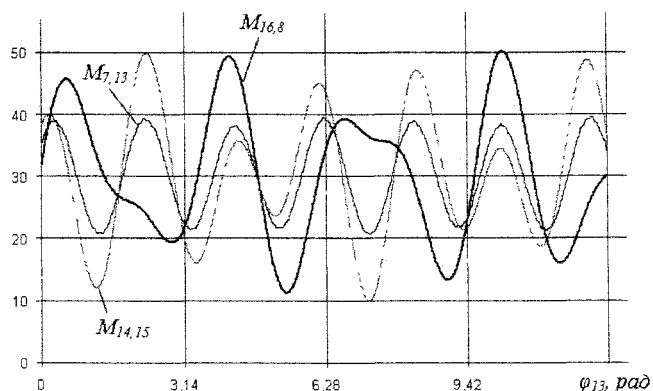


Рис. 3. Изменение динамических моментов в звеньях шарнирной передачи в зависимости от угла поворота  $\varphi_{13}$  ведущего звена при  $\omega=30 \text{ с}^{-1}$ :  $M_{7,13}$  – ведущего;  $M_{14,15}$  – промежуточного;  $M_{16,8}$  – ведомого

где  $i = 1, 2, \dots, m$  зависит от количества шарнирных передач, входящих в систему привода,  $M_{S,i}$  – суммарный момент, передаваемый на звенья двигателя от всех шарнирных передач.

2. Критерий  $K_2$  – максимальное значение разности моментов на ведущих звеньях:

$$K_2 = \varphi_{1i}^{\max} \sum_{i=1}^m |M_{1,i} - M_{T,i}|. \quad (4)$$

На рис. 5 представлены некоторые результаты расчета, в частности, графики распределения  $K_1$  и  $K_2$  от угла  $\alpha$  относительного расположения шарнирных передач.



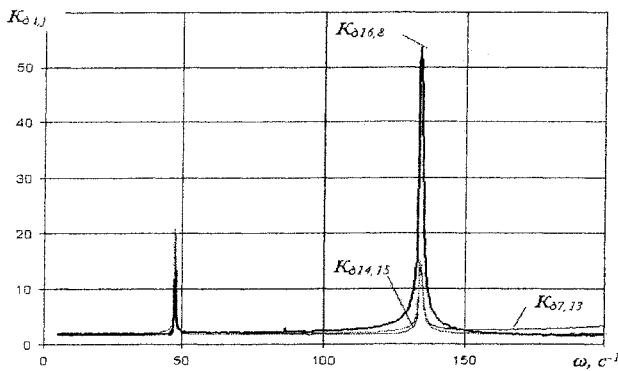


Рис. 4. Изменение динамических коэффициентов  $K_{d,ij}=f(\omega)$  в звеньях шарнирной передачи от угловой скорости  $\omega$ :  $K_{d7,13}$ ,  $K_{d14,15}$ ,  $K_{d16,8}$  – ведущего, промежуточного, ведомого звеньев, соответственно

Минимуму первого критерия соответствует угол  $\alpha_1$ , при котором среднее значение модуля разности моментов за время  $t$  – минимально.

Минимуму второго критерия соответствует угол  $\alpha_2$ , при котором максимальное значение модуля разности моментов – минимально.

Анализ результатов динамических нагрузок и влияния различных факторов на поведение динамической системы показал что существует возможность для рекомендации по выбору параметров системы, при которых динамические нагрузки имеют минимальные значения и исключается риск возникновения резонансов в системе

#### Литература

1. Поляков, Ал.Аф. Исследование прочности комбинированных шарнирных систем / Ал.Аф. Поляков, Ар.Ал. Поляков // Строительство и образование: Сборник научных трудов. Вып. 3. – Екатеринбург: УГТУ, 2000. – С. 77 – 79.
2. Поляков, Ар.Ал. Динамические нагрузки в механической системе исполнительного меха-

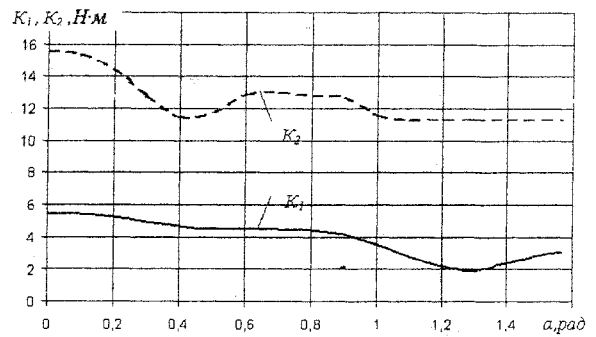


Рис.5. Графическая зависимость критериев  $K_1=f(\alpha)$  и  $K_2=f(\alpha)$  при  $\omega=70 \text{ с}^{-1}$  от угла  $\alpha$  относительного расположения шарнирных передач

низма очистной машины / Ар.Ал. Поляков, Ал.Аф. Поляков // Изв. вузов. Нефть и газ. – Тюмень. ТюмГНГУ, 2003, №6. – С. 61 – 66.

3. Поляков Ар.Ал. Динамика разветвленной механической системы с универсальными шарнирами / Ар.Ал. Поляков, Ал.Аф. Поляков // Изв. вузов. Нефть и газ. – Тюмень. ТюмГНГУ, 2004, №1. – С. 69 – 74

4. Поляков А.А. Оптимизация параметров привода рабочего органа очистной машины. // Изв. вузов. Нефть и газ. – Тюмень: ТюмГНГУ, 2004, №2. –С. 64 – 67

5. Поляков, А.А. Устройство для очистки наружной поверхности трубопроводов / А.А. Поляков, А.А. Артемкин, Э.С. Батюшев // Авт. свид. №1814934 Б.И., 1993, №18

6. Поляков, А.А. Способ очистки полимерных покрытий с поверхности трубопроводов / А.А. Поляков, Э.С. Батюшев, В.В. Житков и др. // Патент РФ №2060006. Б.И., 1996, №16.

# О ПЕРСПЕКТИВАХ РАЗВИТИЯ ПОДХОДА, ОСНОВАННОГО НА ИСПОЛЬЗОВАНИИ АЛГЕБРАИЧЕСКОЙ ПРОБЛЕМЫ КВАДРАТИЧНОГО ВИДА В ЗАДАЧАХ СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКИ

**А.Н. Потапов**



Потапов Александр Николаевич  
Челябинск, зав. каф. стр. механики,  
ЮУрГУ, д.т.н., профессор

Рассмотрены вопросы реализации краевых задач строительной механики, математическое описание которых связано с оператором Лапласа, бигармоническим оператором или их комбинациями. Построена расчетная схема по интегрированию исходных дифференциальных уравнений краевых задач, основанная на алгебраических подходах. С помощью разработанного математического аппарата задача интегрирования данных уравнений сведена к решению характеристического матричного квадратного уравнения.

## Введение

В монографии [1] предпринята попытка изложения теории временного анализа дискретных (конечномерных) систем, при колебаниях которых учитываются силы внутреннего трения материала и сложный характер динамических воздействий. Показана возможность получения оценок колебаний с нелинейной восстанавливающей силой.

Изложение теории временного анализа ведется с единых математических позиций, основываясь на новых алгебраических подходах. Задача непосредственного интегрирования исходного дифференциального уравнения движения тесно связана с обобщенной алгебраической проблемой квадратичного вида, требующей анализа и решения характеристического матричного квадратного уравнения (МКУ). Для МКУ доказан ряд теорем относительно структуры и спектральных свойств матричных корней и предложен метод его решения. Это позволило создать строгий математический аппарат, который применен к теории динамического анализа дискретных диссипативных систем.

Однако направление исследований, изложенное в [1], не исчерпывает всех возможностей применения математического аппарата. Среди обилия краевых задач строительной механики существуют такие их классы, анализ которых может быть осуществлен по предложенной расчетной схеме с использованием алгоритма решения МКУ.

В математическом описании таких задач, представленных дифференциальными уравнениями в частных производных, главенствующая роль принадлежит основным операторам теории упругости: оператору Лапласа и бигармоническому оператору. Переход от сложных уравнений в частных производных к более простым обыкновенным дифференциальным уравнениям (ОДУ) осуществляется различными приемами, достаточно хорошо

освещенными в литературе. Один из приемов – вариационные методы, сводящие многомерную проблему к одномерной проблеме как в классическом варианте (метод Власова–Канторовича [2–4]), так и в форме модификаций (например, [5–8]). Поэтому в качестве исходных уравнений в каждом случае принимается система линейных ОДУ, отвечающая некоторой краевой задаче.

## 1. Схема приведения системы ОДУ к матричному квадратному уравнению

Рассмотрим матричное ОДУ

$$TX = F, \quad (1)$$

дифференциальный оператор которого в наиболее общем виде представлен выражением

$$T = AD^{(2k+m)} + BD^{(k+m)} + CD^{(m)} \quad (2)$$

( $k = 1, 2, \dots, m = 0, 1, \dots$ )

Здесь  $A, B, C \in M_n(R)$  – симметрические квадратные матрицы порядка  $n$ , причем  $A$  – невырожденная матрица;  $X, F$  – искомый и заданный векторы;  $D^{(i)} = d^{(i)}/dx^i$  – оператор дифференцирования.

Для однородного ОДУ

$$TX = 0, \quad (3)$$

соответствующего уравнению (1), построение общего интеграла при постоянных матрицах-коэффициентах  $A, B, C$ , как известно [9], связано с нахождением фундаментальных матриц. Общий интеграл однородного ОДУ выглядит так:

$$Y(t) = \Phi_1(t)H_1 + \Phi_2(t)H_2 + \dots + \Phi_r(t)H_r,$$

где  $\Phi_i(t) = e^{Q_i t}$  – фундаментальная матрица однородного ОДУ. Здесь матрица  $Q_i$  удовлетворяет характеристическому нелинейному уравнению

$$[AQ^{2k} + BQ^k + C]Q^m = 0, \quad (4)$$

$H_i$  – вектор постоянных интегрирования,  $r = 2k + m$  – наибольший порядок оператора  $T$ .

Из анализа уравнения (4) следует, что матричные корни должны удовлетворять следующим двум уравнениям:

$$AQ^{2k} + BQ^k + C = 0, \quad Q^m = 0. \quad (5)$$

С помощью замены  $S = Q^k$  первое уравнение в (5) приводится к МКУ

$$AS^2 + BS + C = 0, \quad (6)$$

решение которого имеет вид корневой пары  $S_{1,2} = A^{-1}(-B + V \pm U)/2$ . Значения искомого матриц  $V, U$  определяются с помощью итерационного алгоритма [1], после чего матричные корни вычисляются по формуле:  $Q_i = \sqrt[k]{S}$ . Второе уравнение в (5) дает набор нулевых матричных корней кратности  $m$ .

Найденные матричные корни  $Q_i$  позволяют построить фундаментальные матрицы  $\Phi_i(t)$  и получить общий интеграл уравнения (3). Таким образом, при заданной структуре одномерного оператора (2), главная проблема интегрирования уравнения (1) сводится к анализу МКУ (6). Ниже рассмотрим некоторые краевые задачи строительной механики и теории упругости, решение которых в вариационной постановке может быть сведено к такой алгебраической проблеме.

В классическом варианте [2–4] решение вариационной задачи по методу Власова–Канторовича ищется в форме ряда, представленном в виде суммы функций-сомножителей

$$U(x, y) = Y(y)^T X(x), \quad (7)$$

где  $Y(y), X(x)$  – соответственно заданная и искомая вектор-функции одной переменной. Структура вариационных уравнений Власова–Канторовича зависит от вида оператора исходного дифференциального уравнения в частных производных и граничных условий. Поэтому для каждой конкретной задачи система вариационных уравнений имеет свои специфические особенности.

### 2. Задачи, связанные с уравнением Пуассона

Рассмотрим задачи растяжения мембраны и кручения призматического стержня, математическая формулировка которых однотипна и имеет вид уравнения Пуассона  $\nabla^2 U(x, y) = q(x, y)$ , где  $\nabla^2 = \partial^2/\partial x^2 + \partial^2/\partial y^2$ . В задаче растяжения мембраны требуется отыскать функцию прогибов  $U(x, y)$  при заданных граничных условиях на контуре мембраны. Функция правой части  $q(x, y)$  определяет интенсивность нагрузки.

В задаче кручения призматического стержня требуется найти решение уравнения Пуассона – искомую функцию напряжений  $U(x, y)$ , – обращаящуюся в нуль на контуре поперечного сечения (при  $q(x, y) = -2$ ). Касательные напряжения в скручиваемом стержне определяются по формулам:  $\tau_{zx} = G\theta \cdot \partial U/\partial y, \tau_{zy} = G\theta \cdot \partial U/\partial x$ , где  $G$  – модуль сдвига;  $\theta$  – относительный угол закручивания.

При решении обеих задач в форме ряда (7) система вариационных уравнений Власова–Канторовича имеет одинаковую структуру [2]

$$\int_{\beta} Y(y) [\nabla^2 U(x, y) - q(x, y)] dy = 0$$

или в операторной форме

$$AX''(x) + CX(x) = F(x), \quad (8)$$

$$\text{где } A = \int_{\beta} Y Y^T dy; \quad C = \int_{\beta} Y (Y^{(k)})^T dy; \quad F = \int_{\beta} Y q(x, y) dy.$$

В уравнении (8) одномерный оператор  $T = AD^{(2)} + CD^{(0)}$  является частным случаем оператора (2), так как он вытекает из (2) при  $B = 0, k = 1, m = 0$ . Поэтому характеристическое уравнение также представляет собой частный случай уравнения (5) при  $S = Q$  неполного (без линейной части) МКУ.  $AS^2 + C = 0$ , сразу приводящего к матричным корням  $S_{1,2} = \pm \sqrt{-A^{-1}C}$ .

### 3. Задачи, связанные с бигармоническим уравнением

Бигармоническое уравнение широко используется в приложениях теории упругости (задачи технической теории пластин, плоская задача и др.).

**3.1. Задачи изгиба, устойчивости и собственных колебаний пластин.** В задачах технической теории пластин искомая функция прогибов ищется в виде приближенного решения (7):  $w(x, y) = Y(y)^T X(x)$ . Ниже представлены одномерные проблемы в вариационной постановке Власова–Канторовича для задач изгиба, устойчивости и собственных колебаний ортотропных пластин соответственно:

$$\left\{ \begin{aligned} \int_{\beta} Y(y) [Lw - 2k_1 \nabla^2 w + k_0 w - q(x, y)] dy &= 0, \\ \int_{\beta} Y(y) [Lw - N_x \partial^2 w/\partial x^2 - N_y \partial^2 w/\partial y^2] dy &= 0, \\ \int_{\beta} Y(y) [Lw - \lambda w] dy &= 0, \quad \lambda = \omega^2 h \gamma / g. \end{aligned} \right.$$

Здесь  $L = D_1 \partial^4/\partial x^4 + 2D_3 \partial^4/\partial x^2 \partial y^2 + D_2 \partial^4/\partial y^4$  – оператор ортотропной пластины. Обозначения жесткостей изгиба  $D_1, D_2$  и жесткости кручения  $D_3$  приняты в соответствии с монографией [10, с. 155 – 156]. Первая система уравнений относится к задаче изгиба ортотропной пластины на упругом основании с двумя коэффициентами постели ( $k_1, k_0$  – характеристики упругого основания [5]). В задаче устойчивости  $N_x, N_y$  – суть постоянные продольные сжимающие в направлении своих осей силы. В задаче собственных колебаний ортотропной пластины:  $\omega$  – собственная частота;  $h$  – высота пластины;  $\gamma$  – удельный вес материала пластины;  $g$  – ускорение свободного падения [10].

Операторные уравнения для указанных типов задач имеют по своей структуре сходный характер, поэтому достаточно ограничиться рассмотрением уравнения изгиба ортотропной пластины на упругом основании с оператором

$$T = D_1 A_1 X^{IV} + 2(D_3 B_1 - k_1 A_1) X^{II} + (D_2 C_1 - 2k_1 B_1 + k_0 A_1).$$

В этом уравнении одномерный матричный оператор имеет вид

$$T = AD^{(4)} + BD^{(2)} + CD^{(0)}, \quad (9)$$

где  $A = D_1 A_1, B = 2(D_3 B_1 - k_1 A_1),$

$C = (D_2 C_1 - 2k_1 B_1 + k_0 A_1),$

$$A_1 = \int_{\beta} Y(y)Y(y)^T dy; \quad B_1 = \int_{\beta} Y(y)Y''(y)^T dy;$$

$$C_1 = \int_{\beta} Y(y)Y''(y)^T dy; \quad F(x) = \int_{\beta} Y(y)q(x, y) dy.$$

Нетрудно видеть, что оператор данной задачи формируется из (2) при  $\kappa = 2, m = 0,$  что соответствует матричному биквадратному уравнению в (5)

$$AQ^4 + BQ^2 + C = 0, \quad (10)$$

легко сводящемуся заменой  $S = Q^2$  к МКУ (6).

**3.2. Плоская задача теории упругости.** Другой обширный класс задач, сводящийся к решению МКУ, связан с плоской задачей теории упругости. К этой задаче приводит расчет балок-стенок, подпорных стенок, дамб, плотин и других объектов. Во всех приведенных случаях плоской задачи основные математические трудности состоят в проблеме исследования бигармонического уравнения  $\nabla^4 \varphi = 0,$  заключающейся в отыскании функции напряжения  $\varphi.$

Задаваясь приближенным решением в предположении вариационной постановки задачи по методу Власова-Канторовича в виде  $\varphi(x, y) = Y(y)^T X(x),$  получим разрешающие уравнения, одномерный дифференциальный матричный оператор которых имеет структуру (9). Поэтому переход к алгебраической проблеме осуществляется по аналогии с пунктом 3.1.

#### 4. Вариационные задачи технической теории оболочек

Применение разрабатываемого алгебраического подхода весьма перспективно при изучении проблем, относящихся к области строительной механики оболочек и тонкостенных пространственных систем. Из множества задач выделим две наиболее важные задачи. Это задачу исследования цилиндрических ортотропных оболочек средней длины, рассчитываемых по полумоментной теории В.З. Власова [4], и задачу расчета пологих оболочек [11]. Оба вида оболочек получили широкое распространение в различных отраслях техники.

**4.1. Уравнения цилиндрических ортотропных оболочек средней длины.** Для вырезанной цилиндрической полоски (рис. 1) В.З. Власовым были составлены условия равновесия, исходя из принципа возможных перемещений. Перемещения точек срединной поверхности оболочки  $u(z, s), v(z, s), w(z, s)$  направлены соответственно вдоль образующей, по касательной к дуге профильной линии  $z = \text{const}$  и нормали к поверхности. Неизвестные перемещения представляются в виде следующих конечных разложений  $u(z, s) = U(z)^T \Phi(s), v(z, s) = V(z)^T \Psi(s).$  Здесь  $\Phi(s), \Psi(s)$  – заданные,  $U(z), V(z)$  – искомые вектор-функции одного переменного. Размерность векторов  $\Phi, U$  равна  $m;$  векторов  $\Psi, V$  –  $n.$  Согласно введенным гипотезам [4], между тангенциальным  $v$  и нормальным  $w$  перемещениями имеет место зависимость  $w = R(s)\partial v/\partial s,$  где  $R(s)$  – радиус кривизны поверхности, представляющий заданную функцию от координаты  $s.$

Уравнения равновесия получены В.З. Власовым путем приравнивания нулю суммарной работы всех внешних и внутренних сил элементарной полоски на возможных для нее перемещениях. В матричном виде эти уравнения объединены в следующую систему:

$$\begin{cases} [A_{\Phi}D^{(2)} - C_{\Phi}]U - HD^{(1)}V + f = 0, & (11) \\ -H^T D^{(1)}V - [A_{\Psi}D^{(2)} - C_{\Psi}]V + \varphi = 0. & (12) \end{cases}$$

Первое уравнение в этой системе (11) выра-

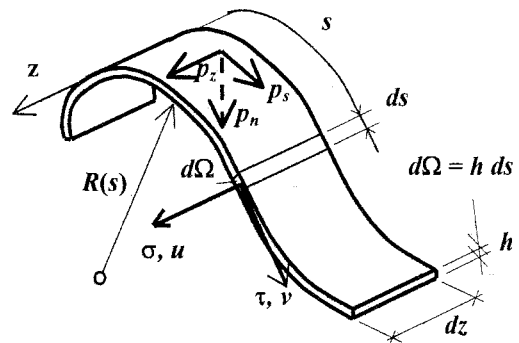


Рис. 1. Элементарная полоска, выделенная из цилиндрической оболочки сечениями  $z = \text{const}$  и  $z + dz = \text{const}$

жает условия равновесия всех дифференциальных полосок в продольном направлении оболочки, второе (12) – в плоскости поперечного сечения полосок. Операторная форма данной системы размерности  $m + n$  выглядит так

$$TZ = F, \quad Z = \begin{bmatrix} U \\ V \end{bmatrix}, \quad F = \begin{bmatrix} f \\ \varphi \end{bmatrix}, \quad (13)$$

где  $T = AD^{(2)} + BD^{(1)} + CD^{(0)},$

$$A = \begin{bmatrix} A_\Phi & 0 \\ 0 & -A_\Psi \end{bmatrix}, B = \begin{bmatrix} 0 & -H \\ -H^T & 0 \end{bmatrix}, C = \begin{bmatrix} C_\Phi & 0 \\ 0 & -C_\Psi \end{bmatrix};$$

$$A_\Phi = \gamma \int_\beta \Phi(s)\Phi(s)^T d\Omega; A_\Psi = \int_\beta \Psi(s)\Psi(s)^T d\Omega;$$

$$C_\Phi = \int_\beta \Phi'(s)[\Phi'(s)]^T d\Omega; C_\Psi = \gamma J \int_\beta L \Psi(s) L\Psi(s)^T ds;$$

$$H = \int_\beta \Phi(s)\Psi(s)^T d\Omega; L = R(s)D^{(3)} + D^{(1)}/R(s);$$

$$f(z) = 1/G \int_\beta \Phi(s)p_z(z, s) ds;$$

$$\varphi(z) = -1/G \int_\beta \left\{ \Psi(s)p_z(z, s) + R(s)\Psi'(s)p_z(z, s) + m(z, s)[R(s)\Psi''(s) + \Psi(s)/R(s)] \right\} ds.$$

Здесь  $\gamma = E/G$ ;  $E, G$  – модули упругости и сдвига;  $J$  – погонный момент инерции продольного сечения оболочки;  $m(z, s)$  – интенсивность внешнего изгибающего момента, действующего в плоскости, перпендикулярной образующей.

В матричном операторе  $T$  блочной структуры объединены различные по физическому смыслу матрицы. Его первый член содержит матрицы  $A_\Phi, A_\Psi$ , в которых заключены геометрические характеристики поперечных сечений. Причем  $A_\Phi$  учитывает деформацию поперечных сечений полосок: диагональные элементы матрицы суть бимоменты инерции; побочные элементы – центробежные моменты инерции. Матрица  $A_\Psi$  содержит те же самые характеристики, вызванные деформацией контура в плоскости поперечного сечения. Матрицы  $C_\Phi, C_\Psi$  последнего члена оператора отражают статический характер работы оболочки: элементами матриц являются соответствующие реактивные усилия. Наконец, средний член оператора включает матрицу  $H$ , которая учитывает взаимное влияние двух видов деформаций упругой оболочки (продольной и поперечной).

Структура оператора  $T$  соответствует оператору (2) при  $k = 1, m = 0$ , поэтому характеристическое уравнение имеет вид МКУ (6), в котором  $S = Q$ . В том случае, если в расчете цилиндрической оболочки не учитываются деформации сдвига, то средний член оператора  $T$  будет равен нулю

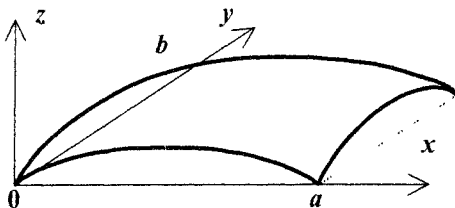


Рис. 2. Пологая оболочка

(ввиду  $H = 0$ ), и тогда характеристическое МКУ имеет неполный вид ( $S = Q$ ):  $AS^2 + C = 0$ .

**4.2. Уравнения пологих оболочек.** На основании введенных гипотез система уравнений пологой оболочки (рис. 2) путем преобразования приводится к двум совместным уравнениям относительно неизвестных функций  $w$  и  $\varphi$  [11].

Функция перемещений  $w$  определяет деформации изгиба и кручения оболочки, поэтому с функцией  $w$  связаны изгибающие и крутящие моменты, а также поперечные силы. Функция напряжений  $\varphi$  так же как в плоской задаче теории упругости определяет компоненты безмоментной группы усилий, действующих на оболочку (тангенциальные силы).

В соответствии с вариационным методом Власова–Канторовича эти функции записываются в виде  $w(x, y) = Y(y)^T X(x)$ ,  $\varphi(x, y) = \Phi(y)^T \Psi(x)$ , где  $Y(y), \Phi(y)$  – заданные,  $X(x), \Psi(x)$  – искомые вектор-функции одного переменного, причем векторы  $Y(y), X(x)$  имеют размерность  $n$ ;  $\Phi(y), \Psi(x)$  – размерность  $m$ . В результате редуцирования задачи система основных уравнений принимает вид

$$\begin{cases} \int_\beta Y(y) [D \nabla^2 \nabla^2 w(x, y) + \nabla_k^2 \varphi(x, y) - q(x, y)] dy = 0, \\ \int_\beta \Phi(y) [\nabla_k^2 w(x, y) - (1/Eh) \nabla^2 \nabla^2 \varphi(x, y)] dy = 0, \end{cases}$$

где  $\nabla^2$  – оператор Лапласа;  $\nabla_k^2 = k_1 \partial^2 / \partial y^2 + k_2 \partial^2 / \partial x^2$  – дифференциальный оператор второго порядка, зависящий от главных кривизн оболочки  $k_1$  и  $k_2$ ;  $h$  – толщина оболочки;  $E$  – модуль упругости;  $q(x, y)$  – интенсивность внешней поперечной распределенной нагрузки;  $D = Eh^3/12(1-\nu^2)$  ( $\nu$  – коэффициент Пуассона).

После подстановки в приведенную систему уравнений функций  $w(x, y) = Y(y)^T X(x)$ ,  $\varphi(x, y) = \Phi(y)^T \Psi(x)$  и выполнения операций интегрирования по переменной  $y$ , приходим к двум матричным ОДУ

$$\begin{cases} D[A_{yy} X^{IV} + 2B_{yy} X^{II} + C_{yy} X] + k_1 R \Psi + k_2 H \Psi^{II} = f, \\ k_1 R^T X^{II} + k_2 H^T X - [A_\Phi \Psi^{IV} + 2B_\Phi \Psi^{II} + C_\Phi \Psi]/Eh = 0. \end{cases}$$

Первое уравнение данной системы по своему физическому смыслу выражает условия равновесия всех сил в направлении нормали к поверхности оболочки и поэтому является статическим уравнением. Второе уравнение определяет условия неразрывности деформаций, вследствие чего является геометрическим уравнением [3]. Ниже дана операторная форма вариационных уравнений пологой оболочки (с суммарным порядком  $n + m$ )

$$TZ = F, \quad Z = \begin{bmatrix} X(x) \\ \Psi(x) \end{bmatrix}, \quad F = \begin{bmatrix} f(x) \\ 0 \end{bmatrix},$$

где оператор  $T$ , как и в пункте 3.1, имеет блочный вид

$$T = AD^{(4)} + BD^{(2)} + CD^{(0)}; \quad (14)$$

$$A = \begin{bmatrix} DA_w & 0 \\ 0 & -A_\varphi/Eh \end{bmatrix}, B = \begin{bmatrix} 2DB_w & k_1 R \\ k_1 R^T & -2B_\varphi/Eh \end{bmatrix},$$

$$C = \begin{bmatrix} DC_w & k_2 H \\ k_2 H^T & C_\varphi \end{bmatrix};$$

$$A_w = \int_{\beta} Y Y^T dy; \quad B_w = \int_{\beta} Y (Y^{II})^T dy; \quad C_w = \int_{\beta} Y (Y^{IV})^T dy;$$

$$A_\varphi = \int_{\beta} \Phi \Phi^T dy; \quad B_\varphi = \int_{\beta} \Phi (\Phi^{II})^T dy; \quad C_\varphi = \int_{\beta} \Phi (\Phi^{IV})^T dy;$$

$$R = \int_{\beta} Y \Phi^T dy; \quad H = \int_{\beta} Y (\Phi^{II})^T dy; \quad f(x) = \int_{\beta} Y q(x, y) dy.$$

Таким образом, оператор (14) следует из (2) при  $k = 2$ ,  $m = 0$ , поэтому характеристическое уравнение представлено уравнением (6), в котором  $S = Q^2$ . Здесь  $Q$  есть решение матричного биквадратного уравнения типа (10).

В том случае, если главные кривизны оболочки равны нулю, то оператор (14) принимает блочно-диагональный вид, и система уравнений распадается на две независимые системы порядка  $n$  и  $m$ . Этим системам соответствуют две основные задачи теории упругости о поперечном изгибе пластинки и плоском напряженном состоянии. Решения каждой из этих задач протекают независимо друг от друга в соответствии с пунктами 3.1 и 3.2.

## Выводы

Приведенные в настоящей статье обзоры некоторых постановок задач строительной механики и теории упругости показывают, что область приложения алгебраических подходов может быть весьма обширной. Применение новых аналитических методов, при построении которых задействован аппарат технической реализации нелинейных матричных уравнений, позволяет глубже уяснить теоретическую основу происходящих процессов при деформировании несущих элементов конструкций. Это расширяет возможности практическо-

го анализа сложных систем при оценке их прочности, устойчивости и колебаний.

## Литература

1. Потапов, А.Н. Динамический анализ дискретных диссипативных систем при нестационарных воздействиях: монография / А.Н. Потапов. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2003. – 167 с.
2. Канторович, Л.В. Приближенные методы высшего анализа / Л.В. Канторович, В.И. Крылов. – М.; Л.: Физматгиз, 1962. – 708 с.
3. Власов, В.З. Общая теория оболочек и ее приложения в технике / В.З. Власов. – М., Л.: ГИТТЛ, 1949. – 784 с.
4. Власов, В.З. Тонкостенные пространственные системы: Избранные труды в 3-х томах / В.З. Власов. – М.: Наука, 1964. – Т. 3. – 472 с.
5. Леонтьев, Н.Н. Обобщенный вариант вариационного метода Власова-Кантаровича и его применение для решения двумерных задач теории пластин и оболочек / Н.Н. Леонтьев // Проблемы расчета пространственных конструкций: Межвуз. сб. науч. тр. – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1980. – Т. 2. – С. 65–78.
6. Леонтьев, Н.Н. Об одном приеме решения некоторых систем обыкновенных дифференциальных уравнений теории упругости / Н.Н. Леонтьев, А.Н. Потапов, В.В. Очинский // Исследования по теории сооружений. – М.: Стройиздат, 1987 – Вып. 25. – С. 209–218.
7. Петров, В.В. Об одном методе расчета пластинок и оболочек путем сведения к обыкновенным дифференциальным уравнениям / В.В. Петров // Проблемы расчета пространственных конструкций: Межвуз. сб. науч. тр. – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1980. – Т. 2. – С. 134–142.
8. Петров, В.В. Метод последовательных нагружений в нелинейной теории пластинок и оболочек: автореферат дис. ... д-ра техн. наук / В.В. Петров. – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1970. – 15 с.
9. Бибииков, Ю.Н. Курс обыкновенных дифференциальных уравнений / Ю.Н. Бибииков. – М.: Высшая школа, 1991. – 304 с.
10. Огибалов, П.М. Изгиб, устойчивость и колебания пластинок / П.М. Огибалов. – М.: Изд-во МГУ, 1958. – 389 с.
11. Колкунов, Н.В. Основы расчета упругих оболочек / Н.В. Колкунов. – М.: Изд-во Высшая школа, 1972. – 296 с.

# ВЫНУЖДЕННЫЕ КОЛЕБАНИЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ПЕРИОДИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

А.Н. Потапов, Л.М. Артемьева



Потапов Александр Николаевич  
Челябинск, зав. каф. стр. механики ЮУрГУ, д.т.н., профессор



Артемьева Любовь Михайловна  
Челябинск, асп. каф. стр. механики ЮУрГУ

Высотные сооружения испытывают порывы ветра в виде пульсаций, характеризующиеся частотой и интенсивностью воздействия. Частотный диапазон пульсаций лежит в границах от 0,01 до 10 Гц. Интенсивность ветрового воздействия на сооружение зависит от частоты порывов ветра, причем максимум энергии порывов приходится на диапазон частот от 0,01 до 0,1 Гц [1].

Частотный диапазон современных зданий находится в интервале от десятых долей до ста и более Гц. В связи с этим режим пульсаций скоростного напора с диапазоном [0,01; 0,1] Гц не вызывает резонансных колебаний и по своему воздействию на конструкцию близок к статическому. Режим с диапазоном [0,1; 10] Гц является резонансным, так как в этом случае спектры собственных частот здания и порывов ветра пересекаются между собой, что при совпадении частот создает опасность возникновения резонанса.

Анализ ветрограмм [2, 3] показывает, что профили ветра имеют вид треугольных зубчиков различных размеров и плотности распределения. Поэтому в качестве пульсационной составляющей ветровой нагрузки можно принять нагрузку треугольного вида (рис. 1а). При этом наибольшую опасность для здания представляют порывы ветра с регулярным характером пульсаций (рис. 1б). Так как средняя продолжительность одной пульсации

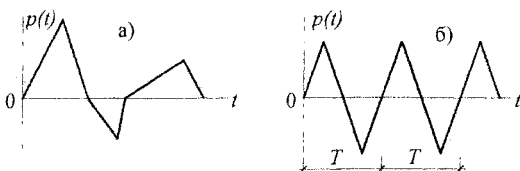


Рис. 1. Треугольная нагрузка:  
а) с произвольными параметрами зубчика;  
б) регулярного типа

Проведено исследование динамической реакции дискретной диссипативной системы при действии периодической нагрузки треугольной формы. Методом временного анализа выполнен упругий расчет каркасного многоэтажного здания на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

в резонансном режиме соизмерима с периодом собственных колебаний, отвечающим основному тону либо одной из ближайших низших частот конструкции, то можно считать, что треугольная нагрузка носит импульсный характер.

## 1. Общая информация

Уравнения движения дискретной диссипативной конструкции (система ОДУ с постоянными коэффициентами) и их алгебраический аналог – уравнения движения собственных форм (характеристическое матричное квадратное уравнение) представляются в виде

$$M\ddot{Y} + C\dot{Y} + KY = P(t), \quad (1)$$

$$MS^2 + CS + K = 0, \quad (2)$$

где  $M, C, K$  – положительно определенные матрицы масс, демпфирования и жесткости соответственно;  $Y(t), P(t)$  – векторы искомых перемещений и заданных нагрузок;  $S$  – матрица внутренних динамических характеристик системы.

Для матрицы  $S$ , отвечающей за внутренние динамические параметры системы, справедливо разложение  $S_{1,2} = M^{-1}(-C + V \pm U)/2$ , где  $V = -V^T, U = U^T \in M_n$ . Если диссипация системы мала, то  $V = \text{Re } U, U = i \text{Im } U$  и тогда матричные корни являются комплексно-сопряженными  $S_1 = S, S_2 = \bar{S}$ . Значения матриц  $V, U$  отыскиваются с помощью итерационного алгоритма [4].

После нахождения матричных корней и построения фундаментальных решений:  $\text{Re} [\Phi(t)A]$ , где  $A$  – вектор постоянных интегрирования,  $\Phi(t) = e^{St}$  – фундаментальная матрица, аналитические решения неоднородного ОДУ (1) представляются в виде векторов перемещений и скоростей соответственно

$$Y(t) = 2 \text{Re}\{Y_i^0(t) + Y_i^p(t)\},$$

$$\dot{Y}(t) = 2 \text{Re}\{S[Y_i^0(t) + Y_i^p(t)]\}, \quad (3)$$

где

$$Y_i^0(t) = \Phi(t - t_i)U^{-1}M[-\bar{S}Y_0 + \dot{Y}_0], \quad (4)$$

$$Y_i^p(t) = U^{-1} \int_{t_i}^t \Phi(t - \tau)^T P(\tau) d\tau. \quad (5)$$

## Теоретические исследования

Здесь  $U = 2t M \text{Im } S$ ;  $t_i$  – время начала действия внешней нагрузки  $P(t)$ ;  $Y_0, \dot{Y}_0$  – векторы начальных условий.

### 2. Действие периодической треугольной нагрузки

Пусть в узлах дискретной системы действуют знакопеременяющиеся импульсы сил симметричной треугольной формы (рис. 2). Пульсации независимо от номера узла имеют одинаковую периодичность  $T$ , вследствие чего параметры  $t_1, t_2, \dots, t_k, \dots$  нагрузки  $p_j(t)$  ( $j = 1, \dots, n$ ) для всех узлов системы одинаковы. Амплитуды  $p_{0j}$  в различных узлах, в общем случае, различны и определяются вектором  $P_0 = [p_{01}, \dots, p_{0n}]^T$ .

Вектор-функция  $P(t)$  на первом участке ( $t \in [t_0, t_1]$ ), на нисходящих ( $t \in [t_k, t_l], l = k + 1$ ) и на

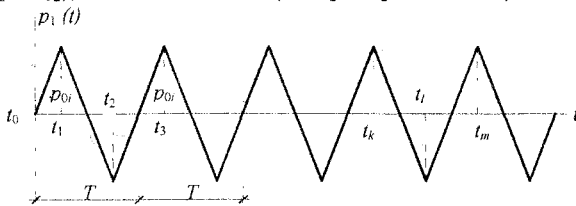


Рис. 2. Треугольная нагрузка регулярного типа

восходящих ( $t \in [t_l, t_m], m = l + 1$ ) фазах действия нагрузки выражаются следующими законами:

$$P(t) = P_0 t / t_i, P(t) = P_0(a_k + b_k t), P(t) = P_0(a_l + b_l t), \quad (6)$$

где  $a_k = 2(t_k + t_l)/T$ ;  $b_l = -b_k = 4/T$ ;  $a_l = -2(t_l + t_m)/T$ .

Для вычисления интеграла (5) с вектор-функциями (6) необходимо получить аналитические выражения вспомогательных интегралов:

$$I_i(t) = \int_{t_i}^t \Phi(t - \tau) d\tau, J_i(t) = \int_{t_i}^t \Phi(t - \tau) \tau d\tau. \quad (7)$$

Первый интеграл  $I_i(t)$  в (7) имеет вид

$$I_i(t) = -S^{-1} \Phi(t - \tau) \Big|_{t_i}^t = [\Phi(t - t_i) - E] S^{-1}. \quad (8)$$

где  $E$  – единичная матрица. Во втором интеграле в (7) выполним интегрирование по частям ( $u = \tau, du = d\tau; dv = \Phi(t - \tau) d\tau, v = -S^{-1} \Phi(t - \tau)$ ):

$$\begin{aligned} J_i(t) &= \int_{t_i}^t \Phi(t - \tau) \tau d\tau = \{v u \Big|_{t_i}^t - \int v du\} = \\ &= [\Phi(t - t_i) t_i - E t] S^{-1} + [\Phi(t - t_i) - E] S^{-2}. \end{aligned}$$

После несложных преобразований получим

$$J_i(t) = \{[\Phi(t - t_i) - E][t_i S^{-1} + S^{-2}] - (t - t_i) S^{-1}\}. \quad (9)$$

На первом участке (при  $P(t) = P_0 t / t_1$  в (6)) интеграл (5) при  $t_i = t_0$  с учетом формул (7), (9) и свойства  $U^{-1} \Phi(t)^T = \Phi(t) U^{-1}$  [4] принимает вид:

$$\begin{aligned} Y_k^p(t) &= J_0(t) U^{-1} P_0 / t_1 = \\ &= \{[\Phi(t - t_0) - E][S t_0 + E] - (t - t_0) S\} (US^2)^{-1} P_0 / t_1. \end{aligned} \quad (10)$$

Отсюда, учитывая  $Y_0 = \dot{Y}_0 = 0$  ( $t \in [t_0, t_1]$ ), получаем уравнения полной реакции системы (3)–(5)

$$\left. \begin{aligned} Y(t) &= 2 \text{Re} \{[\Phi(t) - E - S t] (US^2)^{-1}\} P_0 / t_1, \\ \dot{Y}(t) &= 2 \text{Re} \{[\Phi(t) - E] (US)^{-1}\} P_0 / t_1. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

При движении системы на интервале  $t \in [t_k, t_l]$  внешние силы подчиняются закону, определяемому средней формулой в (6). Интеграл (5) с учетом (7), (8), (9) и замены  $t_i$  на  $t_k$ , записывается так:

$$\begin{aligned} Y_k^p(t) &= I_k(t) U^{-1} P_0 a_k + J_k(t) U^{-1} P_0 b_k = \\ &= \{[\Phi(t - t_k) - E][S + b_k E] - b_k(t - t_k) S\} (US^2)^{-1} P_0. \end{aligned} \quad (12)$$

Для получения уравнений полной реакции системы (3) необходимо добавить составляющую при свободных колебаниях (4) при  $t_i = t_k$

$$Y_k^0(t) = \Phi(t - t_k) U^{-1} M[-S \bar{Y}_0 + \dot{Y}_0], \quad (13)$$

где векторы начальных условий вычисляются по уравнениям реакции системы в конце предыдущего участка  $[t_{k-1}, t_k]$  при  $t = t_k$ .

На интервале времени  $t \in [t_l, t_m]$ , где закон динамического воздействия определяется последней формулой в (6), уравнения реакции (3) выводятся по аналогии с предыдущим (при  $t_i = t_l$ ):

$$\begin{aligned} Y_l^p &= -\{[\Phi(t - t_l) - E][S - b_l E] + b_l(t - t_l) S\} (US^2)^{-1} P_0, \\ Y_l^0(t) &= \Phi(t - t_l) U^{-1} M[-S \bar{Y}_0 + Y_0]. \end{aligned} \quad (14)$$

Таким образом, по уравнениям (11)–(14) можно в аналитическом виде вычислить параметры динамической реакции ДДС (3) при действии периодической треугольной нагрузки.

### 3. Численная реализация

Проведем оценку колебаний каркасного железобетонного 15-этажного здания постоянной жесткости при действии треугольных знакопеременных импульсов (рис. 2). План этажа здания представлен на рис. 3.

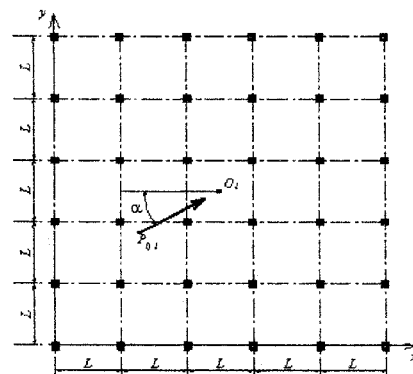


Рис. 3. План этажа

Шаг колонн  $L = 6$  м, высота этажа  $h = 3,3$  м. Плотность материала конструкций  $2,2 \text{ т/м}^3$ ; модуль упругости  $2,05 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$ . Согласно сдвиговой модели здания его массы сосредоточены в уровнях перекрытий, колонны считаются невесомыми, РДМ здания представлена системой с 45-ю степенями свободы: каждое перекрытие этажа имеет в горизонтальной плоскости три независимых перемещения (два линейных и одно угловое). Сечения



колонн – 40 x 40 см; массы перекрытий – 340 т (1-й этаж), 319 т (2–14-й этажи), 298 т (15-й этаж).

На основе геометрических, физических и динамических характеристик системы строятся матрицы инерции и жесткости РДМ здания. Внутреннее трение материала учитывается моделью неоднородного демпфирования [4]:  $C = KT$ , где  $T$  – диагональная матрица, элементы которой зависят от динамических параметров соответствующей консервативной системы.

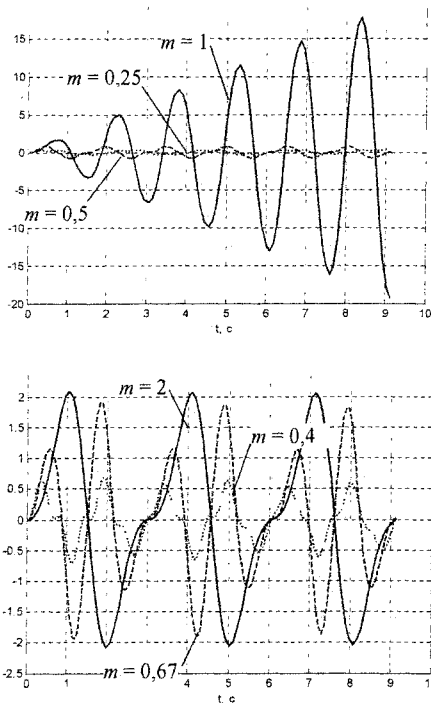


Рис. 4. Осциллограммы относительных смещений (мм) центра тяжести перекрытия 1-го этажа при различных значениях  $m$

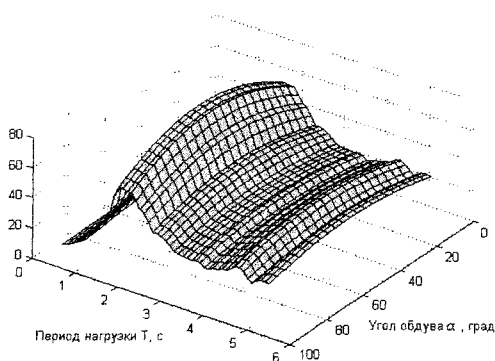


Рис. 5. Поверхность максимальных абсолютных смещений (мм) центра тяжести перекрытия 15-го этажа

Амплитуды периодической нагрузки прикладываются в уровне перекрытий каждого этажа здания и определяются по характеристикам нормативного давления ветра в соответствии с [5] (III-й ветровой район, тип местности А). При  $\alpha = 0$  первые 15 компонент вектора амплитуд  $P_0 = [p_{0j}]$  составили:

$p_{01} = 28,2$  кН;  $p_{02} = p_{03} = 37,6$  кН;  $p_{04} = \dots = p_{06} = 47,0$  кН,  $p_{07} = \dots = p_{012} = 56,4$  кН,  $p_{013} = \dots = p_{015} = 64,0$  кН.

Низшая частота собственных колебаний каркаса составила 0.657 Гц, что соответствует наибольшему периоду собственных колебаний –  $T_1 = 1,522$  с.

Для оценки режимов работы каркаса введем величину  $m = T / T_1$  ( $T$  – период внешних сил). На рис. 4 приведены некоторые параметры реакции здания для 1-го этажа при  $\alpha = 0$  в дорезонансном режиме ( $m < 1$ ), при резонансе ( $m = 1$ ) и  $m > 1$ .

На рис. 5 приведена поверхность максимальных перемещений центра тяжести перекрытия верхнего (15-го) этажа здания, построенная при варьировании параметров внешней ветровой нагрузки: периодичности  $T$  и угла обдува  $\alpha$  здания (рис. 5). Шаг цикла при построении сеточной поверхности для периода  $T$  принимался, равным  $\Delta T = 0,1$  с, для угла  $\alpha - \Delta\alpha = 4$  град.

Из графика следует, что наибольшие абсолютные перемещения возникают при значении угла обдува  $\alpha = 45^\circ$ . Резонансный пик на поверхности перемещений образуется при  $T = 1,522$  с, т.е. при совпадении частоты пульсаций ветра с основным тоном колебаний здания.

### Выводы

В замкнутом виде построено уравнение динамической реакции дискретной системы с упруговязким сопротивлением колебаниям при действии периодической нагрузки треугольной формы.

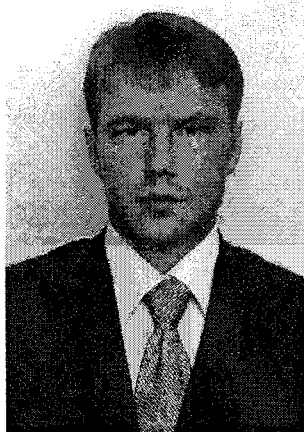
Выполнен временной анализ РДМ каркасного 15-этажного здания на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки. Построены параметры динамической реакции каркаса для различных режимов работы расчетной модели, включая резонансный режим.

### Литература

1. Остроумов, Б.В. О квазистатической составляющей реакции сооружений на порывы ветра / Б.В. Остроумов // Промышленное и гражданское строительство. – 2006. – № 2. – С. 24–25.
2. Масленников, А.М. Расчет башен на импульсную нагрузку / А.М. Масленников // Строительная механика и расчет сооружений. – 1985. – № 5. – С. 36–39.
3. Соколов, А.Г. Металлические конструкции антенных устройств / А.Г. Соколов. – М.: Стройиздат. – 1971 – 240 с.
4. Потапов, А.Н. Динамический анализ дискретных диссипативных систем при нестационарных воздействиях: монография / А.Н. Потапов. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ. – 2003. – 167 с.
5. СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия, М.: ФГУП ЦПП. – 2006. – 44 с.

# РЕГУЛИРОВАНИЕ УРОВНЯ КОНСТРУКЦИОННОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СТАДИИ ПРОЕКТА

**И.Б. Шлейков**



Шлейков Илья Борисович  
Челябинск, к.т.н., доцент каф. стр.  
механики ЮУрГУ

Изложена технология регулирования уровня конструкционной безопасности здания (сооружения) на стадии проекта, которая включает в себя экспертизу проекта, оценку надежности услуг предполагаемых участников строительства и прогноз риска аварии строительного объекта до его физической реализации.

Конструкционная безопасность, показателем которой является риск аварии, относится к базовому свойству качества строительного объекта, поскольку от уровня конструкционной безопасности объекта зависит способность его несущего каркаса сопротивляться без обрушения конструкций внешним воздействиям. Необходимый уровень конструкционной безопасности объекта должен быть заложен еще на стадии проектирования посредством специальным образом организованной экспертизы проекта и подбора возможных участников строительства. Экспертиза проекта включает следующие действия.

1. Отыскиваются ошибки проекта, потенциально снижающие уровень конструкционной безопасности планируемого к возведению строительного объекта. К возможным ошибкам проектирования можно отнести:

- проектирование здания без достоверных или неполных геологических или гидрогеологических исследований грунтов основания;
  - неудачно выбранная расчетная схема всего здания или отдельных конструкций, полностью или частично несоответствующая действительной работе здания;
  - недоучет или занижение сочетаний расчетных нагрузок и других воздействий (перепада температур, динамики, осадок опор и т.д.);
  - недостаточная прочность, устойчивость и жесткость запроектированной конструкции из-за ошибочного расчета;
  - ошибки в назначении марок стали, классов бетона и арматуры и других характеристик материалов;
  - неправильное размещение связей и жестких диафрагм;
  - неудачные технологические решения конструкций, узлов и соединений;
  - применение недолговечных материалов.
- Отсутствие указаний по защите конструкций от коррозии;

– не учет влияния на существующие фундаменты новых фундаментов пристраиваемых зданий.

2. Определяется уровень надежности проекта

$$p_n = \min \{(p_n)_i\},$$

где  $(p_n)_i$  – уровни надежности проектного решения от каждой обнаруженной экспертом ошибки, назначаемые по специальному правилу (табл. 1).

Таблица 1

Правило назначения уровня надежности проектного решения

Степень влияния обнаруженной ошибки на снижение уровня конструкционной безопасности	Уровень надежности проектного решения
практически нет	0,987
незначительное	0,939
несущественное	0,828
значительное	0,686
очень значительное	0,568
высокое	0,500

3. Принимаются меры по ликвидации обнаруженных ошибок. После корректировки проектного решения формируется окончательная оценка уровня надежности проекта по правилу, изложенному в пункте 2.

Последовательность действий при оценке надежности услуг поставщиков и строителей в части обеспечения конструкционной безопасности будущего строительного объекта следующая:

1. Производится экспертная оценка эффективности системы менеджмента качества через соответствие элементов системы требованиям международных стандартов серии ISO 9000. Требования ISO 9001 к элементам систем качества:
  - элементы систем качества и требования к ним стандарта ISO 9001;
  - наличие политики в области качества и системы мотивации качественного труда;
  - соответствие ИТР и рабочих профессий профилю выпускаемой продукции;
  - наличие актуализированных программ повышения квалификации различных категорий работников;
  - соответствие механизмов и оборудования требованиям качества технологических операций;
  - наличие системы технического обслуживания и системы документирования процедур выполнения технологических операций;

– регулярная внутренняя проверка, проводимая с целью оценки эффективности функционирования системы качества;

– наличие программ, методик, экспертов с определением их ответственности, форм документирования и регистрации входного и производственного контроля качества продукции;

– наличие оборудования, метрологического и лабораторного обеспечения процедур идентификации качества продукции.

2. Определяется степень эффективности  $v$  системы качества по формуле

$$v = \min \{ (v)_i \},$$

где  $(v)_i$  – степени соответствия элементов системы качества требованиям стандарта ISO 9001, назначаемые по специальному правилу, приведенному в табл. 2.

Таблица 2

Правило назначения степени соответствия элемента системы качества требованию стандарта ISO 9001

Степень соответствия элемента системы качества требованиям стандарта ISO 9001	Степень соответствия
Соответствие требованиям стандарта <i>практически полное</i>	0,987
Отклонение от требований стандарта	
<i>незначительное</i>	0,939
<i>несущественное</i>	0,828
<i>значительное</i>	0,686
<i>очень значительное</i>	0,568
<i>высокое</i>	0,500

3. Определяются уровни надежности услуг поставщика ( $p_m$ ) и подрядной строительной организации ( $p_n$ ) по формулам

$$p_m = v_m; \quad p_c = v_c,$$

где  $v_m$  и  $v_c$  – степени эффективности системы менеджмента качества соответственно организации – поставщика материалов (изделий, конструкций) и подрядной строительной организации.

Последовательность действий при прогнозировании риска аварии планируемого к возведению здания (сооружения) на момент его физической реализации следующая.

1. Определяется число последовательно возводимых групп однотипных конструкций несущего каркаса строительного объекта с обязательным включением в это число грунтового основания.

2. Для каждой группы конструкций прогнозируется значение уровня надежности  $p$  по формуле [1]

$$p = p_m p_c p_n + 0,8(1-p_m) p_c p_n + 0,5 p_m (1-p_c) p_n + 0,9 p_m p_c (1-p_n) + 0,4(1-p_m)(1-p_c) p_n + 0,72(1-p_m) p_c (1-p_n) + 0,45 p_m (1-p_c)(1-p_n) + 0,36(1-p_m)(1-p_c)(1-p_n),$$

где  $p_n$ ,  $p_m$  и  $p_c$  – уровни надежности соответственно проекта, организации – поставщика материалов

и изделий для этой группы конструкций и подрядной строительной организации, которая планируется для ее возведения.

3. Прогнозируется фактический риск аварии планируемого к возведению здания (строения, сооружения) по формуле [1]

$$R = 1/Pp,$$

где  $Pp$  – произведение спрогнозированных средних уровней надежности всех групп однотипных конструкций несущего каркаса исследуемого строительного объекта.

По результатам оценки уровня конструкционной безопасности планируемого к возведению здания (сооружения) оформляется декларация соответствия. Содержание и порядок подготовки декларации соответствия строительного объекта требованиям конструкционной безопасности следующий.

1. По результатам экспертизы проектного решения определяется уровень надежности  $p_n$  проекта.

2. По результатам диагностики систем качества всех задействованных проектом организаций – участников строительного процесса определяются уровни надежности поставщиков материалов (изделий, конструкций)  $p_m$  и всех подрядных строительных организаций  $p_c$ .

3. Прогнозируются значения уровня надежности  $p$  всех групп конструкций несущего каркаса объекта.

4. Определяется ожидаемый после возведения строительного объекта фактический риск аварии  $R$ .

5. Фактический риск аварии  $R$  сравнивается с нормальной величиной риска аварии  $R_n = 2$ , являющейся максимально-допустимым значением риска аварии для строящихся зданий [1].

6. В случае, если  $R > R_n$ , строится диаграмма средних спрогнозированных уровней надежности  $p$  в группах однотипных конструкций несущего каркаса объекта с указанием на диаграмме нормального  $p_n$  уровня надежности конструкций, определяемого по формуле [1]  $p_n = 2^{-1/n}$ .

7. По диаграмме определяются организации – участники строительства, которые потенциально вносят в объект наибольший риск аварии, и на основе этой информации принимается управленческое решение.

### Литература

1. Расчет и оценка риска аварии и безопасного ресурса строительных объектов. (Теория, методики и инженерные приложения): Учебное пособие / А.П. Мельчаков, И.Б. Шлейков, И.С. Никольский и др. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2006. – 49 с.

# РАСЧЕТ ОСТАТОЧНОГО РЕСУРСА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

С.Б. Шматков



Шматков Сергей Борисович  
Челябинск, директор ООО ПТИ  
«Спецжелезобетонпроект», к.т.н.

В статье предлагается метод отслеживания технического состояния конструкции за время ее эксплуатации и последующая экстраполяция полученных параметров до достижения конструкцией предельных значений

При обследовании эксплуатируемых зданий и сооружений, оценке их технического состояния, расчет остаточного ресурса строительных конструкций и их элементов является важным и информативным этапом.

Для зданий и сооружений на опасных производственных объектах, конструкции которых исчерпали нормативный срок эксплуатации, расчет остаточного ресурса является обязательным [1].

Предлагаемый способ расчета остаточного ресурса базируется на отслеживании параметров, определяющих техническое состояние конструкции, за время эксплуатации и экстраполяции этих параметров до достижения ими предельных значений [2]. Методика расчета остаточного ресурса предполагает, что имеется достоверная информация о техническом состоянии конструкции и выполнены поверочные расчеты с учетом имеющихся дефектов, повреждений, фактических свойств материалов для некоторых моментов эксплуатации. Предельные состояния принимаются в соответствии с правилами проектирования строительных конструкций по предельным состояниям и дополняются конструктивными требованиями.

Исправное состояние предполагает выполнение следующих условий:

- 1) первого предельного состояния

$$[F_i(x_m)]_n \leq R_{i,n}, \quad (1)$$

где  $F_i(x_m)$  – функция, характеризующая нагруженность конструкции; индекс  $i$  обозначает вид расчета по первому предельному состоянию (прочность, устойчивость, усталостное либо хрупкое разрушение и т.п.);  $x_m$  – параметры, определяющие значения функций  $F_i$  (внутренние силы, геометрические характеристики сечений и т.п.);  $R_i$  – расчетные характеристики материалов, используемые в  $i$ -м расчете по первому предельному состоянию;  $n$  – номер расчетного участка (сечения);

- 2) второго предельного состояния

$$[S_j(y_m)]_n \leq s_{j,u}, \quad (2)$$

где  $S_j(y_m)$  – функции, характеризующие деформированное состояние; индекс  $j$  обозначает вид де-

формации (перемещение, прогиб, ширину раскрытия трещин и т.п.);  $y_m$  – параметры, определяющие значения функции  $S_j$ ;  $s_{j,u}$  – предельные значения  $j$ -й деформации;

- 3) конструктивных требований

$$C_{k,n}^p \leq c_{k,u}^p, \quad (3)$$

где  $C_{k,n}$  – конструктивный параметр (геометрические размеры элементов, прочностные, жесткостные характеристики и т.п.) на участке  $n$ ;  $c_{k,u}$  – предельное значение конструктивного параметра;  $p$  – показатель степени, служащий для унификации неравенства (3), причем  $p = 1$ , если по нормам требуется, чтобы  $C_k$  не превосходил  $c_{k,u}$  и  $p = -1$ , если требуется, чтобы  $C_k$  был не меньше  $c_{k,u}$ .

Выполнение условий (1) – (3) характеризуется коэффициентами запасов  $k_{i,n}$ ,  $k_{j,n}$ ,  $k_{k,n}$ , представляющих собой отношения правых и левых частей данных неравенств. Исправное состояние предполагает, что все коэффициенты запаса не меньше единицы. Несущая способность (прочность), устойчивость конструкции, недопущение усталостного или хрупкого разрушения будут обеспечены при выполнении  $k_{i,n} \geq 1$ . Коэффициентом запаса конструкции по первому предельному состоянию  $k_f$  является минимальное значение  $k_{i,n}$ , т.е.

$$k_f = \min(k_{i,n}).$$

Необходимым условием для пригодности конструкции к безопасной эксплуатации является выполнение требования  $k_f \geq 1$ .

Коэффициентом запаса конструкции по второму предельному состоянию  $k_s$  является минимальное значение  $k_{j,n}$ , т.е.

$$k_s = \min(k_{j,n}).$$

При значении  $k_s < 1$  затрудняется нормальная эксплуатация конструкции и (или) снижается ее долговечность из-за недопустимых деформаций (осадок прогибов, кренов, раскрытия трещин).

Конструктивные требования (3) это ограничения по геометрическим прочностным, жесткостным параметрам конструкции, по воздействиям среды, устанавливаемые нормативными документами. Их можно разделить на две группы. В первом случае нарушения конструктивных требований вызываются дефектами строительства и незначительными повреждениями (отклонения в геометрических размерах, искривления, нарушение толщины защитного слоя бетона и т.п.). Они приводят к дополнительному увеличению напряжений и деформаций и должны учитываться в расчетах по первому и второму предельным со-

стояниям. Вторая группа конструктивных требований относится к минимально необходимым прочностным и жесткостным характеристикам конструкции, остаточным толщинам, недопустимым технологическим воздействиям (температура, агрессивность среды). Нарушения второй группы конструктивных требований, как правило, качественно не меняет поведение конструкции, делает недоверенными выбранные расчетные схемы и способы расчетов. Такие нарушения должны рассматриваться как повреждения категории «А» с принятием незамедлительных противоаварийных мероприятий.

При расчете остаточного ресурса рассматривается изменение коэффициентов запаса  $k_{i,n}$ ,  $k_{j,n}$  и  $k_{k,n}$  во времени от начального состояния в момент времени  $t_0$  до рассматриваемого времени эксплуатации конструкции  $t$ . За начальное состояние конструкции (при пуске в эксплуатацию) может быть принято ее проектное состояние, дополненное сведениями из исполнительной документации. Если в промежуток времени от  $t_0$  до  $t$  достоверные расчетные данные отсутствуют, изменение коэффициентов запаса во времени допускается аппроксимировать квадратичной зависимостью (см. рисунок). В этом случае время, когда коэффициент запаса достигает предельного значения равного единице, вычисляется по формуле:

$$t_u = t_0 \sqrt{(k_0 - 1)/(k_0 - k)}. \quad (4)$$

В случае, когда в промежутке времени от  $t_0$  до  $t$  есть данные по расчетам конструкции и вычисленные соответствующие коэффициенты запаса, для определения  $t_u$  могут использоваться более сложные аппроксимации зависимостей  $k = k(t)$  с использованием трех и более точек.

После вычисления значения  $t_u$  по коэффициентам запаса для первого предельного состояния  $k_{i,n}$  и по коэффициентам запаса для второй группы конструктивных требований  $k_{k,n}$  определяется остаточный ресурс конструкции как минимальный из всех рассчитанных

$$T = \min [(t_u - t)_n \beta_n], \quad (5)$$

где  $\beta_n$  – поправочный коэффициент, учитывающий влияние некоторых неучтенных в расчетах



факторов, таких как превышение нормативного срока эксплуатации конструкции, раскрытие трещин в железобетонных конструкциях в прогнозируемый период больше предельных значений; статическую неопределенность рассматриваемого элемента конструкции и возможность перераспределения усилий и т.п.

В тех случаях, когда здание, сооружение или конструкция усилены, частично заменены или реконструированы, начальное состояние усиленных либо замененных элементов (время  $t_0$ ) принимается соответствующим началу эксплуатации после ремонта.

Изложенный способ расчета остаточного ресурса реализован в виде стандарта предприятия ООО Проектно-технологический институт «СПЕЦЖЕЛЕЗОБЕТОНПРОЕКТ» и используется при обследованиях и экспертизах промышленной безопасности зданий и сооружений.

#### Литература

1 Положение о порядке продления срока безопасной эксплуатации технических устройств, оборудования и сооружений на опасных производственных объектах. Утв. пост. № 43 Госгортехнадзора России от 09.07.2002; зарегистрированы Минюстом РФ 05.08.2002, № 3665.

2 РД 09-102-95 Методические указания по определению остаточного ресурса потенциально опасных объектов, поднадзорных Госгортехнадзору России. Утв. пост. № 57 Госгортехнадзора России от 17.04.1995.

# Экспериментальные исследования

УДК 624.131

## ОСОБЕННОСТИ РАЗВИТИЯ ОСАДОК ЗДАНИЙ, ПОСТРОЕННЫХ НА ЭЛЮВИАЛЬНЫХ ГРУНТАХ В Г. МАГНИТОГОРСКЕ

*Р.М. Каримов*

Анализируются причины неравномерности осадок зданий, возведенных на элювиальных грунтах и предлагаются меры для уменьшения неравномерности осадок.

В г. Магнитогорске в последние десятилетия при обследовании зданий, возведенных на элювиальных грунтах, было выявлено большое количество случаев, когда на фасадах имеются трещины из-за неравномерных осадок фундаментов.

Исследование свойств грунтов, проводимое с целью определения причин неравномерных осадок, обычно показывает, что механические характеристики грунтов основания, определенные через несколько лет после начала эксплуатации здания, во многих случаях существенно отличаются от характеристик, заложенных в проекте.

Примером этого могут быть результаты обследования конструкций одного из каркасных зданий, построенных более 30 лет назад. Осмотром было установлено, что в восточной части здания в стенах имеются трещины, свидетельствующие о неравномерных осадках фундаментов, возникших в последнее десятилетие.

Основанием фундаментов центральной и западной частей здания являются делювиальные суглинки твердой и полутвердой консистенции со следующими прочностными характеристиками: угол внутреннего трения  $\varphi_{II} = 23^\circ$ ; удельное сцепление  $c_{II} = 20$  кПа; удельный вес грунта  $\gamma = 1,89$  г/см<sup>3</sup>.

Восточная часть здания имеет подвал. Фундаменты опирались на прочноструктурные суглинки (сапролиты порфирита) со следующими характеристиками: угол внутреннего трения  $\varphi_{II} = 22^\circ$ ; удельное сцепление  $c_{II} = 41$  кПа; удельный вес грунта  $\gamma = 1,77$  г/см<sup>3</sup>.

Величина расчетного сопротивления, определенная при следующих параметрах фундамента:  $b = 1$  м,  $d_1 = 2,0$  м, составляет у делювиальных суглинков 345 кПа, у сапролитов – 450 кПа. При проектировании размеры подошвы всех фундаментов были определены по характеристикам делювиальных суглинков.

Расчет фактических нагрузок показал, что дополнительные осадки восточной части здания возникли при давлении по подошве, которое в 2,5 раза меньше расчетного сопротивления, определенного по данным изысканий тридцатилетней давности. Зондированием грунта было установлено, что за время эксплуатации здания механические свойства делювиальных суглинков практически не изменились. В то же время в толще сапро-

литов образовались прослойки текучепластичного суглинка. Непосредственно на уровне подошвы и ниже на глубину 60 – 70 см находятся достаточно слабые грунты с условным расчетным сопротивлением примерно 150 кПа. На глубине 30 см от подошвы был выявлен очень слабый грунт (прослойка толщиной 20 см) с условным расчетным сопротивлением менее 100 кПа.

Более детальное изучение геологической ситуации показало, что существенное снижение механических свойств грунта основания в зоне развития осадок явилось следствием нарушения структуры сапролитов в результате утечек из системы канализации, проходящей на глубине более 5 м (примерно на глубине заложения фундаментов этой части здания).

Похожие ситуации наблюдались при обследовании зданий на слабоструктурных суглинках. Например, в двухэтажном доме после затопления бетонного погреба водой из тепловых сетей образовалась трещина шириной более 100 мм. Зондирование грунта по периметру здания показало, что основанием фундаментов являются грунты с расчетным сопротивлением около 200 кПа. Однако около угла здания рядом с указанным погребом на уровне подошвы фундамента была выявлена линза грунта с расчетным сопротивлением менее 100 кПа.

В вышеупомянутых случаях элювиальные суглинки похожи на обычные просадочные грунты. Дополнительные осадки на элювиальных глинистых грунтах происходят, в основном, из-за протечек сетей, затопления подвалов, инфильтрации талых и дождевых вод при нарушении естественного стока. Из-за малого коэффициента фильтрации разрушение структуры элювиальных суглинков обычно происходит достаточно медленно, и неравномерные осадки проявляются через несколько лет после начала замачивания.

Просадка элювиального грунта не всегда является следствием только нарушения природной структуры. В западной части Магнитогорска уже более 15 лет испытывают неравномерные осадки два соседних жилых пятиэтажных дома. Фундаменты одного дома сборные ленточные. Второй дом построен на фундаментной плите толщиной 200 мм, по которому уложены фундаментные блоки и выполнен сборно-монолитный арматурный

пояс. Основанием фундаментов являются продукты выветривания туффигов, которые согласно существующей классификации грунтов относятся к супесям со щебенистым заполнителем и к щебню с супесчаным заполнителем. Лабораторные испытания показали, что эти грунты обладают высокими прочностными и деформационными показателями ( $R \sim 700$  кПа). Просадочные свойства первоначально выявлены не были. Однако деформации здания, которые произошли сразу же после первых крупных утечек из сетей, показали, что грунт основания обладает просадочными свойствами. Отрывка шурфов около ленточного фундамента первого из домов и пробивка фундаментной плиты второго дома показали, что под подошвой фундаментов имеются достаточно большие пустоты, что позволяло отнести грунты основания ко 2 типу просадочности.

Дополнительные лабораторные и полевые испытания, проведенные с целью уточнения свойств грунтов основания и типа просадочности, дали очень противоречивые результаты. Например, испытание штампом с замачиванием грунта вообще не выявило просадочности. Это объясняется, в первую очередь, значительной неоднородностью указанных грунтов, наличием в их толще прослоек песков и супесей с большим коэффициентом фильтрации. Изучение гранулометрического состава позволило предположить, что, наряду с изменением свойств грунта, причиной просадки является и механическая суффозия. Значительная неоднородность состава грунта, высокое содержание пылеватых и мелких песчаных частиц (в некоторых образцах до 80 % состава) способствуют этому процессу.

В последующем оба здания были усилены с применением свай из стальных труб диаметром 159 мм. После усиления фундаментов скорость развития осадок существенно уменьшилась.

Обследование других зданий, расположенных в этом же районе на схожих грунтах и имеющих на фасадах трещины, показало, что наиболее вероятной причиной неравномерных осадок также является суффозионная просадка. Исследование оснований зондированием оказалось очень сложным из-за высокого сопротивления пенетрации

даже замоченных грунтов. Зондирование грунтов по периметру одного из зданий в период интенсивного развития осадок после замачивания не позволило выявить слабых прослоек. Грунты всей исследованной толщи имели условное расчетное сопротивление не менее 300 кПа.

Данные инженерно-геологических изысканий на сегодняшний день не всегда позволяют достаточно надежно прогнозировать состояние здания на элювиальных грунтах в течение всего срока эксплуатации. По этой причине при проектировании зданий на элювиальных грунтах разрабатываются, в основном, мероприятия по сохранению структуры грунтов на период строительства. Вопросам эксплуатации здания уделяется мало внимания.

В качестве мероприятия по снижению возможных неравномерных осадок часто используют сборно-монолитные армопояса в подвальной части зданий. Однако этот пояс работает, в основном, при прогибе здания, а при просадках основания часто наблюдается выгиб или перекосяк. Это обстоятельство значительно снижает эффективность использования указанных армопоясов.

#### Выводы

1. При проектировании зданий на элювиальных грунтах необходимо предусматривать комплекс мероприятий по повышению их эксплуатационной пригодности. Основной причиной неравномерных осадок является замачивание, поэтому при разработке планировки территорий необходимо, прежде всего, обеспечить надежный отвод талых и дождевых вод для исключения инфильтрации.

2. Для исключения замачивания грунтов при случайных утечках подвалы необходимо проектировать так, чтобы исключить замачивание основания.

3. Для повышения общей прочности и жесткости здания желательно использовать в качестве фундаментов монолитные ленты и плиты, выполнять армопояса в 2 ... 3 уровнях, располагая их не только в подвальной части здания, но и между этажами.

## ОЦЕНКА ГОРОДСКИХ ТЕРРИТОРИЙ ПО УРОВНЮ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ

В.Д. Оленьков, Д.С. Попов



Оленьков Валентин  
Данилович  
Челябинск, профессор каф.  
стр. механики ЮУрГУ, к.т.н.

Попов Денис Сергеевич  
Челябинск, инж. НИИПЦ  
«Наследие»

Из множества природных и техногенных факторов, влияющих на выбор территории при градостроительном планировании, необходимо выделить некоторые факторы, которые до настоящего времени не учитывались. К таким факторам необходимо отнести неблагоприятное воздействие динамически напряженных зон (ДНЗ) и тектонических разломов земной коры. Динамически напряженные зоны – это тектонические нарушения земной коры без нарушения ее сплошности. Тектонические разломы – это нарушения земной коры с нарушением сплошности горных пород в результате движения земной коры (сбросы, сдвиги, взбросы, надвиги и др.). Для ДНЗ и разломов характерен ряд неблагоприятных воздействий, к которым можно отнести эмиссии газов радона, торона и продуктов их распада, водорода, гелия, а также аномальное магнитное излучение, микросейсм и др. [1,2]. Грунт (особенно сложный глинистыми, песчаными и крупнообломочными породами), попавший под воздействие ДНЗ может со временем приобрести тиксотропные свойства и размягчиться настолько, что не сможет служить основанием для фундаментов. Происходит это из-за того, что тектонические нарушения невысокого ранга (т.е. ДНЗ) обладают достаточной подвижностью, которая носит как трендовый направленный характер, так и представлена динамическими колебаниями различной природы.

Поскольку до настоящего времени в отечественных нормативных документах ДНЗ не отражены, то в градостроительном проектировании, например, при оценке стоимости земель они также не учитываются. Существующие методики кадастровой оценки земли не рассматривают ДНЗ в качестве фактора, негативно влияющего на безопасность территории. Между тем, доказано,

В работе рассматривается методика оценки городских территорий в зависимости от воздействия на них различных неблагоприятных факторов.

что воздействие ДНЗ на территорию существенно снижает ее градостроительную ценность, а в определенных случаях и исключает размещение жилых зданий в таких зонах [1].

Для учета влияния ДНЗ на безопасность зданий, сооружений и здоровье людей предлагается методика расчета индекса безопасности территории. Индекс безопасности территории ( $I$ ) – это интегральный показатель, который характеризует степень воздействия неблагоприятных природных и техногенных факторов на состояние зданий и сооружений и на здоровье людей на данном участке территории. Этот показатель может быть использован при кадастровой оценке земель, при оценке риска нарушения территорий, а также как самостоятельный инструмент оценки пригодности территорий для градостроительного освоения. Оценка территорий по индексу градостроительной безопасности проводится в несколько этапов.

На первом этапе из множества природных и техногенных факторов выбираются наиболее существенные, определяющие состояние среды. Для этого факторы разделяются на две большие группы. Первая группа факторов учитывает наиболее значительное влияние на безопасность зданий и сооружений. Вторая группа факторов характеризуется наиболее сильным влиянием на здоровье человека и состояние биосферы. К первой группе относятся: геодинамические (структурно-тектонические, сейсмологические, ДНЗ), геологическо-литологические (тип грунта, гранулометрический состав, влажность), гидрогеологические (нарушение режимов грунтовых вод), геохимические (химическая агрессивность грунтовых вод, электрокоррозионное воздействие), геоморфологические, климатические (ветровой режим, осадки) и т.д. Ко второй группе относятся: радиоактивное излучение (в том числе эмиссия радона), химическое загрязнение атмосферы и почвы, электромагнитное излучение, шум, инфразвук, ультразвук, вибрационные воздействия и т.д. [3, 4].

Необходимо учитывать то, что факторы неравнозначны по силе воздействия на здания, сооружения и здоровье людей. Для этого на втором этапе производится ранжирование негативных факторов по степени их влияния на территорию, здания и сооружения и здоровье человека. Составляется таблица, содержащая данные о допустимых значениях по каждому фактору и весо-



вые коэффициенты ( $K_g$ ) – чем выше весовой коэффициент, тем выше ранг опасности фактора.

**Третий этап** состоит в определении степени подверженности конкретной территории негативным факторам. Для каждой из двух групп факторов составляется отдельная таблица, которая заполняется экспертом на основе имеющихся данных о территории. При назначении степени подверженности территории воздействию того или иного фактора ведущие эксперты используют фактическую информацию о состоянии территории, содержащуюся в материалах Госкомприроды, Госкомгидромета, МЧС, Главархитектуры и других организаций.

Информация о воздействии на территорию неблагоприятных факторов окружающей среды эксперты представляют в виде таблиц, в графы которых заносятся фактические коэффициенты подверженности ( $K_n$ ), назначаемые экспертным путем по следующим критериям:

$K_n = 0$  – территория не подвержена воздействию негативного фактора;

$K_n = 1$  – подверженность территории воздействию негативного фактора неочевидна;

$K_n = 2$  – территория подвержена воздействию негативного фактора в значительной степени. Далее фактические коэффициенты подверженности умножаются пофакторно на весовые коэффициенты и базовый индекс безопасности  $I^{баз}$  территории и затем находят индекс безопасности территории  $I$ , суммируя произведения коэффициентов:

$$I = 1 / \sum_{i=1}^n I^{баз} \cdot K_{n_i} \cdot K_{g_i} .$$

После нахождения индекса безопасности территории присваивается категория, определяющая ее кадастровую ценность и степень безопасности. Для оценки состояния территории сопоставляют фактическое значение индекса безопасности  $I$  на данном участке с пороговыми значениями индекса безопасности и относят состояние исследуемой территории к одному из трех возможных: безопасному, ограниченно безопасному или опасному. Если  $I > I_n$  ( $I_n$  – нормативный индекс безопасности), то состояние территории считается безопасным. Если  $I_n > I > I_{нд}$  ( $I_{нд}$  – предельно допустимый индекс безо-

пасности), то состояние территории считается условно-безопасным. Если  $I < I_{нд}$ , то состояние территории считается опасным.

Материалы оценки территории по индексу безопасности используются в дальнейшем для разработки программ оздоровления территорий в планах и проектах. В этом случае поступают следующим образом. Для повышения уровня безопасности территории в каждой группе природных и техногенных факторов выбирается наиболее неблагоприятный фактор. Из неблагоприятных факторов всех групп выбирается один или несколько доминирующих факторов, которые формируют наибольший вклад в снижение уровня безопасности территории. Экспертным путем назначается перечень инженерных мероприятий, которые могут повысить уровень безопасности территории до нормативного. Производится сравнение вариантов и выбор необходимого варианта на основе технико-экономических и экологических расчетов.

### Выводы

Ранжирование городских территорий по уровню градостроительной безопасности позволяет оценить территории на разных стадиях градостроительного проектирования и своевременно запланировать мероприятия по предотвращению в городах чрезвычайных ситуаций и существенно оздоровить окружающую среду в городах.

### Литература

1. Кострюкова, Н.К. Локальные разломы земной коры – фактор природного риска / Н.К. Кострюкова, О.М. Кострюков. – М.: Изд-во Акад. горн. наук, 2002. – 239 с.
2. Сашурин, А.Д. Современная геодинамика и техногенные катастрофы / А.Д. Сашурин // Геомеханика взорном деле. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2003. – С.180–191.
3. Лазарева, И.В. URBI ET ORBI: Пятое измерение города / И.В. Лазарева. – 2-е изд., перераб. – М.: ЛЕНАНД, 2006. – 80 с.
4. Оленьков, В.Д. Нарушенные территории в градостроительстве: восстановление, использование, аэрационный режим / В.Д. Оленьков. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2002. – 192 с.

## ПРИРОДНЫЕ ЦИКЛЫ ПОДТОПЛЕНИЯ ТЕРРИТОРИЙ И УЧЕТ ИХ В ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОМ ПЛАНИРОВАНИИ

В.Д. Оленьков, Е.В. Шукутина



Шукутина Екатерина Владимировна  
Гл. спец. ГУ МЧС России по Челябинской обл.

Рассматривается проблема безопасности территории Челябинской области, связанная с подтоплением и затоплением зданий и сооружений. Приводятся данные о влиянии природных циклов Земли на безопасность застраиваемых территорий. Предложен подход для решения проблемы прогнозирования риска возникновения чрезвычайной ситуации.

Челябинская область является густо населенным и промышленно развитым районом страны. На территории области расположены экологически опасные предприятия, большое количество промышленных и гражданских объектов. В

настоящее время представляется актуальной задача оценки влияния процессов, происходящих в земной коре и на земной поверхности урбанизированных территорий на механическую безопасность инженерных объектов. Эти процессы снижают устойчивость техносферы и жилого сектора, когда даже малые воздействия на объекты могут привести к кажущимся беспричинными авариям и катастрофам.

В связи с этим необходимо рассматривать и оценивать подверженность определенной территории какому-либо виду опасности, то есть осуществлять прогнозирование – выявлять все возможные для территории природные источники воздействия на инженерные сооружения, оценивать вероятность их возникновения на данной территории и возможные масштабы последствий.

По данным многолетних наблюдений, на территории Челябинской области серьезное воздействие на здания, сооружения и территории могут оказать такие природные явления, как землетрясения, оползни, шквалы, ураганы, сильные снегопады, подтопления и затопления.

Наиболее часто из природных опасностей регистрируются случаи подтопления и затопления территорий грунтовыми и поверхностными водами. Причем уровень грунтовых вод в различные годы претерпевает значительные колебания. Проследить многолетние колебания уровней воды можно на озерах с естественным режимом.

Из практических наблюдений за колебаниями уровней озер в течение 20-го столетия, удалось сделать вывод, что в режиме озер, расположенных в пределах Зауральяского региона, включающего и Челябинскую область, отмечается

хорошо выраженная цикличность. Циклические изменения уровней воды представляют собой периодическое чередование многоводных и маловодных периодов. Продолжительность полного цикла колебания, охватывающего фазы подъема и спада уровней воды, составляет в среднем 20–24 года, длительность полуцикла колебания составляет в среднем 10–12 лет. Подъем уровня воды продолжается 6–8 лет, спад 10–12 лет. Период неустойчивых максимумов и минимумов может изменяться от 3–4 до 6–8 лет [1].

На территории Челябинской области наиболее ярко выражены колебания уровней воды на озере Аргаяш [2], которое является озером с естественным режимом. Отчетливо прослеживается 12-летний полуцикл, который разбивается на 5-летний многоводный период, затем идет 2–3 года стабильной водности, сменяющихся 4–5-летним маловодным периодом (рис. 1).

С 2004 г. на водоемах Челябинской области наблюдается период неустойчивой водности. Как показывает анализ статистических данных, подъем уровней воды продолжается.

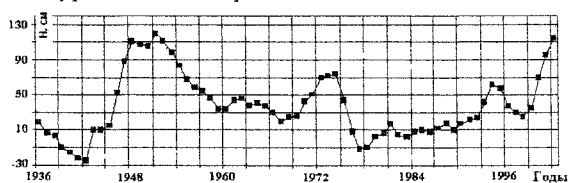


Рис. 1. Колебания уровня воды оз. Аргаяш

Можно предположить, что данное обстоятельство связано с планетарным глобальным потеплением – льды в Арктике и Антарктиде тают, увеличивается испаряемость, что, как следствие, влечет за собой увеличение количества осадков, что в свою очередь влияет на общую увлажненность территории.

Анализ температурного режима (метеостанция Челябинск) показал, что среднегодовая температура на территории Челябинской области за период с 1900 по 2003 годы также претерпевала значительные колебания. На графике годовой температуры линия тренда показывает, что общее увеличение температуры составило плюс 1,3 градуса за 100 лет [2], то есть годовая температура в среднем увеличивалась каждые 10 лет приблизительно на 0,1 градуса (рис. 2).

На графике изменения годовых сумм осадков за вековой период наблюдений также прослеживается тенденция к росту годовых сумм осадков (рис. 3). На основании вышеизложенного можно предположить, что в ближайшее время общее увлажнение территории области будет увеличиваться, что повлечет за собой повышение уровня воды в озерах, в результате чего в зоне подтопления-затопления (где уровни воды достигают дневной поверхности) может оказаться гораздо большее количество жилых зданий и промышленных сооружений.

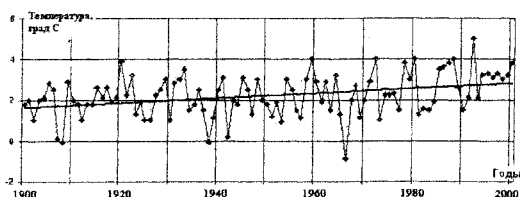


Рис. 2. Изменение среднегодовой температуры воздуха на Южном Урале

Анализ ежемесячных колебаний уровня воды озера Синеглазово (озеро с естественным режимом питания), выполненный в Южно-Уральском государственном университете, показывает, что в настоящее время тенденция повышения уровня грунтовых вод сохраняется. Например, на оз. Синеглазово уровень воды за период с 2003 по 2006 годы поднялся на 28 см (рис. 4), в связи с чем уже произошли случаи подтопления и затопления объектов инфраструктуры Челябинской области. В зоне затопления оказались водозаборные скважины поселка Октябрьский, участки жилых домов села Синеглазово, нефте- и нефтепродуктопроводы, садовые участки в садовых товариществах «Дзержинец» и «Часовщик». Органами исполнительной власти Челябинской области было принято решение о выделении денежных средств на проведение проектно-изыскательских работ по понижению и стабилизации уровня озера.

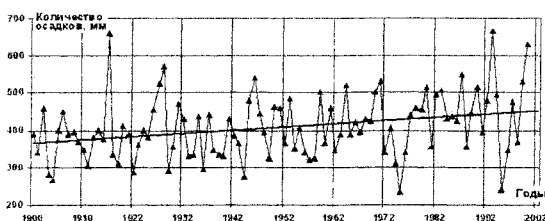


Рис. 3. Изменение годовых сумм осадков на Южном Урале

При обследовании затопленной территории коллективных садов было отмечено наличие растительности (осока, камыши), присущей заболоченным участкам [3]. Данное обстоятельство дает основание утверждать, что строительство домов и освоение участков происходили в пределах регулярно заболачиваемой озерной террасы, то есть территория коттеджного поселка и садов

ранее – до момента застройки – неоднократно подтапливалась. Таким образом, при выборе участка под застройку факт случаев подтопления, имевших место ранее, не учитывался. Предоставление таких территорий в долгосрочное или бессрочное пользование гражданам для приусадебного хозяйства или строительства домов является грубейшей градостроительной ошибкой. Результат ошибки – огромный материальный и моральный ущерб гражданам, потерявшим свои затопленные водой участки и дома.

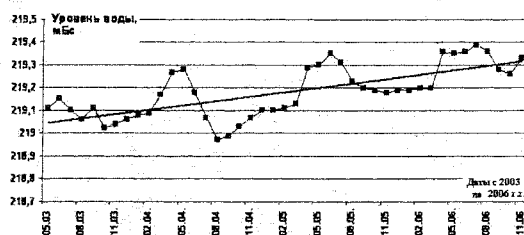


Рис. 4. Колебания уровня воды оз. Синеглазово

Таких ошибок можно избежать, если в градостроительном планировании осуществлять выбор вида использования территорий на основе прогнозных инженерно-гидрогеологических карт, составленных с учетом многолетних природных циклов «осушения-увлажнения».

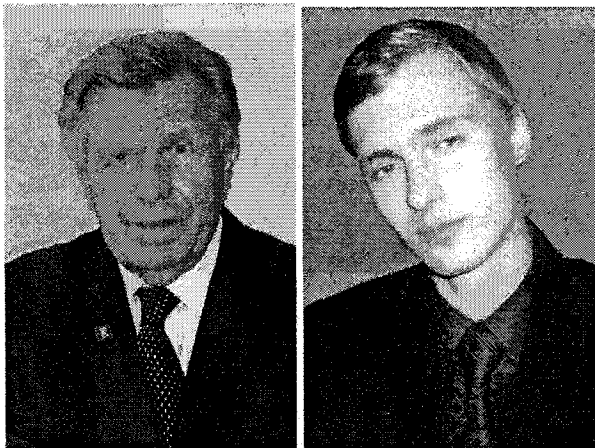
В настоящее время, учитывая высокие темпы освоения и застройки новых территорий, чрезвычайно актуальной является задача выявления наиболее подверженных подтоплению-затоплению участков территории области, в том числе по фактическим данным и по прогнозной оценке. Составление таких карт позволит улучшить обоснованность градостроительных решений, снизить риск возникновения чрезвычайной ситуации, а также сократить затраты на предупреждение и ликвидацию чрезвычайных ситуаций.

### Литература

1. Андреева, М.А. Озера Среднего и Южно-Урала / М.А. Андреева. – Челябинск: Южно-Уральское книжное издательство, 1973. – 270 с.
2. Гидрометеорология и мониторинг окружающей среды – на службе области: комплексный доклад ГУ «Челябинский областной центр по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды» / Л.Ф. Шадрина, А.Ф. Арендарь, В.И. Афонин и др. – Челябинск: Издательство Рекпол, 2005. – 117 с.
3. Отчет по инженерно-гидрогеологическим изысканиям для определения зон подтопления, затопления и прогнозной оценки изменения уровня воды в озере Синеглазово / Г.А. Суворов, Н.П. Петрова, Т.Г. Костина. – Челябинск: ФГУПП «Челябинскгеосъемка», 2001. – 22 с.

# АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

**В.И. Соломин., В.В. Гаврилюк**



Соломин Виталий Иванович Челябинск, профессор, каф. стр. механики ЮУрГУ, д.т.н.      Гаврилюк Василий Васильевич Челябинск, соискатель каф. стр. механики ЮУрГУ

Возведение здания сопровождается его осадкой. Большие осадки опасны тем, что они, как правило, неравномерны, вызывают крены зданий, приводят к недопустимым деформациям конструкций. Поэтому величины осадок и их неравномерность ограничиваются Нормами.

Первым нормативным документом, устанавливающим порядок определения осадок в нашей стране, был НиТУ 6-48. При построении модели основания были использованы известные решения для линейно упругого изотропного полупространства, нагруженного нагрузкой, равномерно распределенной по площади круга или прямоугольника. Давление от фундамента ограничено величиной «расчетного сопротивления», то есть давления, при котором в основании не могли развиваться большие пластические зоны. Введено понятие «глубины сжимаемой толщи», за пределами которой деформации не учитывались. Осадка рассчитывалась от «дополнительного давления» – давления, передаваемого фундаментом, за вычетом давления, создаваемого собственным весом грунта, вынуженного при разработке котлована.

Вычисление осадки основания производилось методом послойного суммирования по формуле

$$\Delta = \sum_{i=1}^{i=m} \frac{\sigma_i h_i}{E_i}, \quad (1)$$

где  $m$  – число слоев грунта, на которые разбита сжимаемая толщина;  $\sigma_i$  – среднее значение вертикального напряжения в слое на оси, проходящей через центр фундамента, возникающее от дополнительного давления;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя;  $E_i$  – модуль деформации слоя; сжимаемая толщина ог-

рассмотрены методы расчета осадок фундаментов мелкого заложения. Выполнен анализ моделей, положенных в основу отечественных нормативных документов, отмечены достоинства и недостатки этих моделей, намечены пути их совершенствования.

раничивалась глубиной  $h$ , где дополнительное давление от сооружения составляет 0,2 от бытового давления, то есть от веса грунта.

Влияние соседних сооружений учитывается «методом угловых точек», основанном на решениях теории упругости, упомянутых выше.

Следующим этапом совершенствования расчетной схемы основания стали НиТУ 127-55, заменившие НиТУ 6-48. Формула осадки приняла вид

$$\Delta = \sum_{i=1}^{i=m} \sigma_i h_i \frac{\beta_i}{E_i}, \quad (2)$$

где  $m$ ,  $\sigma_i$ ,  $h_i$  и  $E_i$  – то же, что в формуле (1);  $\beta_i$  – безразмерный коэффициент, определяемый расчетом, либо принимаемый: для песков 0,76, для супесей 0,72, для суглинков 0,57, для глин 0,43.

В формуле (2) сохранена модель линейно-упругого изотропного полупространства. Она лишь дополнена коэффициентом  $\beta$ , введение которого имело целью учесть влияние горизонтальных напряжений, вызывающих стеснение боковых деформаций. Величина этого коэффициента получена, исходя из предположения, что на оси  $z$ , проходящей через центр фундамента, горизонтальные напряжения равны между собой  $\sigma_x = \sigma_y$ , а соответствующие перемещения отсутствуют  $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$

$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$$

Отсюда следует, что введенный коэффициент  $\beta$  зависит только от коэффициента поперечной деформации  $\mu$ .

Методика определения нижней границы сжимаемой толщи осталась прежней (1). Позже, с введением в действие СНиП II-Б.1-62, было предложено расчет осадок производить по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{p_i h_i}{E_i}, \quad (3)$$

где приняты обозначения:  $p_i$  и  $n$ , заменившие  $\sigma_i$  и  $m$ . Остальные обозначения соответствуют приведенным в формуле (1), за исключением коэф-

коэффициента  $\beta$ , принятого равным 0,8 для всех видов грунтов.

Нижняя граница сжимаемой толщи определяется так же, как в формуле (1).

Дальнейшим шагом в совершенствовании формул осадок явился СНиП II-15-74, в котором предложено две расчетные схемы: линейно деформируемое полупространство (метод послойного суммирования) и линейно упругий изотропный слой.

Линейно деформируемый слой рекомендуется применять для фундаментов с шириной подошвы (диаметром)  $b \geq 10$  м, а также, если в пределах сжимаемой толщи, определяемой по формуле послойного суммирования (3), залегает грунт с модулем деформации  $1000 \text{ кг/см}^2$ .

Введением по предложению К. Е. Егорова слоя, как модели основания, была создана возможность расчета осадок сооружений, имеющих большие размеры в плане.

Осадка основания определяется по формуле

$$s = pbM \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (4)$$

где  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $b$  – ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента;  $M$  – табличный коэффициент;  $n$  – число слоев в пределах расчетной толщи слоя  $H$ ;  $k_i$  и  $k_{i-1}$  – коэффициенты, определяемые по таблицам.

Толщина слоя  $H$  принимается до кровли грунта с модулем деформации  $E \geq 1000 \text{ кгс/см}^2$ , а при ширине (диаметре) фундамента  $b \geq 10$  м и среднем значении модуля деформации грунтов основания  $E \geq 100 \text{ кгс/см}^2$ , вычисляется по формуле

$$H_{\text{расч}} = H_0 + t \cdot b, \quad (5)$$

где  $H_0$  и  $t$  – принимаются соответственно равными: для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами – 9 м и 0,15; сложенных песчаными грунтами – 6 м и 0,1.

СНиП 2.02.01-83\* принимает формулу (3), заменив лишь в ней буквенные обозначения

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}.$$

Изменения внесены в формулу (4) для расчета осадки слоя. Введен дополнительный коэффициент  $k_m = 1 \dots 1,5$  в зависимости от ширины фундамента и модуля деформации слоя. Коэффициент  $k_c$  заменил коэффициент  $M$ , при тех же числовых значениях. Формула приобрела вид

$$s = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}.$$

Внесены изменения в формулу (5). Введен дополнительный коэффициент  $k_p$ , зависящий от среднего давления под подошвой фундамента ( $k_p = 0,8 \dots 1,2$ )

$$H = (H_0 + \psi b) \cdot k_p.$$

Значительные преобразования подхода к расчету осадки основания произошли с принятием СП 50-101-2004.

Вертикальные перемещения основания теперь предлагается определять по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} \cdot h_i}{E_{b,i}}, \quad (6)$$

где  $h_i$ ,  $\beta$ ,  $n$  и  $E_i$  – те же, что в формуле (4);  $\sigma_{zp,i}$  – среднее значение нормального напряжения от внешней нагрузки в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;  $\sigma_{zy,i}$  – среднее значение напряжения в  $i$ -м слое грунта по той же вертикали от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта;  $E_{b,i}$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения.

При этом при расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле (6) не учитывать второе слагаемое.

Если среднее давление под подошвой фундамента менее давления от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта ( $p \leq \sigma_{zg,0}$ ), осадку фундамента определяют по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{b,i}},$$

где все обозначения такие как в формуле (6). Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине  $z = H_c$ , по условию

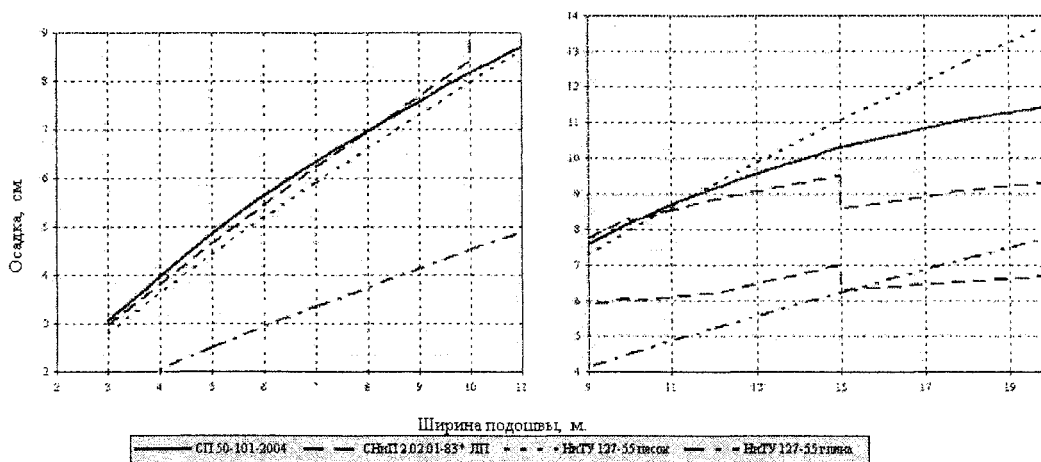
$$\sigma_{zp} = k \sigma_{zg},$$

где  $k = 0,2$  при  $b < 5$  м;  $k = 0,5$  при  $b > 20$  м; при  $5 < b < 20$  м  $k$  определяют интерполяцией.

При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше  $b/2$ , если  $b \leq 10$  м и  $(4 + 0,1b)$  при  $b > 10$  м.

Для сравнения рассматривались квадратные в плане фундаменты с глубиной заложения 2,5 м., шириной подошвы от 2-х до 20 метров. Дополнительное давление по подошве фундамента  $p = 200 \text{ кПа}$  не превышает расчетного сопротивления основания. Удельный вес грунта основания  $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ , модуль деформации  $E = 10 \text{ МПа}$ .

Построены графики зависимости осадки от размеров фундамента (см. рисунок).



**Зависимость осадки фундамента от ширины подошвы**

Результаты аналогичного исследования опубликованы [2]. Анализ графиков показывает, что для фундаментов с шириной или радиусом подошвы менее 10 метров все модели дают близкие результаты. Исключение составляют лишь осадки глинистого основания, вычисленные по НиТУ 127-55. В более поздних документах принимается  $\beta = 0,8$ , по-видимому, с определенной перестраховкой, то есть все виды грунтов сведены к одной категории – крупнообломочные грунты или твердые глины ( $I_L \leq 0$ ).

При ширине фундамента более 10 метров по предложению К.Е. Егорова в качестве модели основания применяют упругий слой и учитывается, что осадки песчаного и глинистого оснований различны. Многочисленные наблюдения за осадками таких зданий подтвердили адекватность формулы Егорова.

Однако, при составлении СП 50-101-2004 было принято целесообразным построить единую формулу (6), результаты расчетов по которой показаны сплошной кривой линией.

Глубина сжимаемой толщи по СП 50-101-2004 определяется с большим запасом чем по формуле Егорова, так как при ее составлении всегда принимается, что грунты основания – крупнообломочные или твердые глины.

## Выводы

1. Существующие методы расчета осадок сооружений основаны на применении известных решений для линейно упругого изотропного полупространства и слоя. Построенные на основе этих решений модели и формулы для определения осадок включены в соответствующие СНиП. Многолетнее практическое применение этих формул может рассматриваться как доказательство адекватности вычисленных осадок осадкам реальных сооружений.

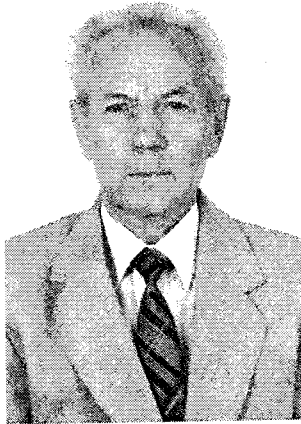
2. Формулы СНиП не дают ответов на многие вопросы, с которыми сталкиваются проектировщики: они не учитывают, что основание находится в объемном напряженном состоянии, не позволяют учесть неоднородность основания в плане и др.

## Литература

1. *Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа/ НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1984.*
2. *Геотехника: Актуальные теоретические и практические работы. Научное издание. Межвузовский тематический сборник трудов. СПб., 2006.*

# РАСЧЕТ СВАИ НА ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНОЙ И ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ СИЛ

И. И. Шишов, А. Г. Дашков



Шишов Иван Иванович  
Владимир, доцент каф. строи-  
тельных конструкций ВГУ,  
к.т.н.

В районах Севера строительство часто ведется на территориях, имеющих песчаную подсыпку. Здание опирается на сваи из металлических труб и для сохранения мерзлоты понимается над поверхностью подсыпки на некоторую высоту открытого продуваемого подполья. В расчетной схеме для сваи может быть принято: нижним концом она заземляется в вечномерзлом грунте, а верхним – в ростверке здания. Свая проходит подсыпку, мощность слоя которой может достигать 7,0 м и продуваемое подполье (1–1,5 м). Большая длина делает ее гибкой; важное значение приобретает определение сопротивления сваи горизонтальным перемещениям при одновременном действии вертикальной и горизонтальной сил. Решение, приведенное в СНиП [1], предназначено для свай постоянного сечения и при определении горизонтальных перемещений действие вертикальной силы не учитывает.

В работе [2] приводится решение задачи продольно-поперечного изгиба стержня методом конечных разностей. Геометрическая нелинейность учитывается при записи дифференциальной зависимости между внутренними силовыми факторами

$$Q = \frac{dM}{dx} - N \cdot \operatorname{tg} \alpha,$$

где  $Q$ ,  $M$ ,  $N$  – поперечная сила, изгибающий момент и продольная сила в сечении стержня;  $\alpha$  – угол наклона упругой линии к продольной оси  $x$ .

В качестве основных неизвестных приняты прогибы стержня  $V_j$  в точках  $j = 1, 2, \dots, n$ , нанесенных на стержне с некоторым шагом  $h$ . Условие равновесия участка стержня, выделенного в окрестности рядовой точки  $i$ , имеет вид

$$\sum a_{ij} V_j = F_i h^3, \quad j = i-2, i-1, i, i+1, i+2,$$

где  $a_{ij}$  – коэффициенты, зависящие от изгибных жесткостей стержня, которые для каждой точки  $j$  могут иметь свое значение, и продольной сжимающей силы  $N$ ;  $F_i$  – внешняя поперечная сила, приложенная в точке  $i$ .

Для проверки алгоритма был решен ряд задач по определению усилий в опорных связях от еди-

Дано решение о продольно-поперечном изгибе стержня, который заземлен верхним и нижним концами и нижней своей частью погружен в песчаную подсыпку. Работа выполнена в связи с проектированием свайных фундаментов для объектов, возводимых в условиях вечной мерзлоты.

ничных кинематических воздействий при различных значениях продольной сжимающей силы. При шаге точек, равном  $1/20$  длины стержня, отклонения от точных значений [3], не превысили 1%. Хорошие результаты получились также при сравнении с точными решениями [4]. Решались также примеры на определение критической силы для центрально сжатого стержня. Описанный метод, видимо, может быть применен к расчету сваи.

В работе [5] рассматривается деформирование балки, опирающейся на грунтовое основание и воспринимающей вертикальную нагрузку. Осадки основания определяются методом эквивалентного слоя, предложенным Н.А. Цитовичем, который, по мнению авторов, может быть применен и к основанию, неоднородному в плане. Равномерно распределенная вертикальная нагрузка, действующая на поверхности основания, определяется формулой

$$S = p m_v h_s,$$

где  $p$  – интенсивность нагрузки;  $m_v$  – коэффициент сжимаемости грунта;  $h_s$  – мощность эквивалентного слоя.

Если загруженная площадь имеет вид прямоугольника, то

$$h_s = b A_w, \quad (1)$$

где  $b$  – ширина прямоугольника;  $A_w$  – коэффициент эквивалентного слоя.

Величины  $A_w$  могут быть взяты из [6, табл. 11.4] в зависимости от соотношения сторон прямоугольника и коэффициента поперечной деформации грунта  $v_0$ .

Для системы «балка–основание» приняты следующие предпосылки: балка деформируется по закону Гука; справедлива гипотеза плоских сечений Бернулли; вертикальные перемещения балки и поверхности основания тождественны; действие касательных сил на подошву не учитывается.

Задача решается методом конечных разностей. В качестве основных неизвестных принимаются вертикальные перемещения балки и поверхности основания в точках, намеченных с шагом  $h$  по длине балки. Для каждой точки  $i$  рассматривается ряд нагруженных площадей прямоугольной формы с центром в точке  $i$ . Ширина всех площадей одинакова и равна ширине балки, длина  $l = h, 3h, 5h, \dots$ , т.е.  $l = (1 + 2m)h$ ,  $m = 0, 1, 2, \dots$ . Мощности эквивалентного слоя, соответствующие каждой из этих длин, обозначаются через  $h_m$  (по значению  $m$ ). Осадку, возникающую в точке  $i$  от нагрузки, распределенной по площади длиной  $h$  в

# Экспериментальные исследования

окрестности точки  $i+m$  (рис. 1), можно определить по формуле

$$S_{i,i+m} = 0,5 p_{i+m} m_{vj} (h_v - h_{m-1}), \quad (2)$$

где  $p_{i+m}$  – интенсивность нагрузки в точке  $i+m$ .

Когда основание слоисто по глубине, формула (1) записывается в виде

$$S = \frac{p \sum_j (m_{vj} h_j z_j)}{2h_3}, \quad (3)$$

где  $m_{vj}$ ,  $h_j$  – коэффициент сжимаемости и мощность  $j$ -го слоя;  $z_j$  – расстояние от середины  $j$ -го слоя до низа сжимаемой толщи, в качестве которой берется  $2h_3$ .

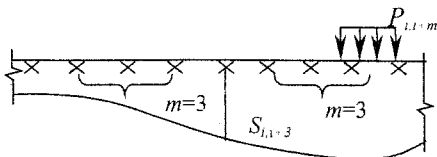


Рис. 1. К определению осадок основания

При этом важно, чтобы суммарная мощность слоев в выражении (3) была равна сжимаемой толще, которую предлагается определять усредненно по формуле

$$2h_3 = \frac{2 \sum_j (h_{3j} \sum_j (h_{3j} h_j))}{\sum_j h_j},$$

где  $h_{3j}$  – мощность эквивалентного слоя, определенная по характеристикам  $j$ -го слоя.

Когда основание неоднородно по площади, формула (2) заменяется усредненной формулой

$$S_{i,i+m} = \frac{S_{i,i+m}^i + 2S_{i,i+m}^{i+1} + \dots + 2S_{i,i+m}^{i+m-1} + S_{i,i+m}^{i+m}}{2m},$$

в которой  $S_{i,i+m}^i, S_{i,i+m}^{i+1}, \dots$  – осадки, определяемые по формуле (2) при характеристиках грунта, взятых в точках  $i, i+1, \dots$ .

Для проверки алгоритма рассчитывались балки на однородном основании с модулем упругости  $E_0=50$  МПа и коэффициентом поперечной деформации  $\nu_0=0,3$ . Сравнение производилось с решением для балки на упругом полупространстве по М.И. Горбунову-Посадову [7]. В частности были рассчитаны две балки одинаковой длины 18 м – дальнее и ширины 2 м – нагруженные сосредоточенной силой  $F$  в середине, имеющие показатели гибкости  $r = \frac{\pi E_0 a^3 b}{2(1-\nu_0^2)EI}$ , равные 2 и 10 ( $a$  – полудлина,  $b$  – полуширина балки). Получилось хорошее совпадение эпюр перемещений, изгибающих моментов и реактивных давлений со стороны основания. В таблице приводятся значения этих величин для середины балки: в числителе – по Горбунову-Посадову, в знаменателе – по описанному алгоритму.

Таблица

Показатель гибкости $t$	Сила $F$ , мН	Перемещение, см	Моменты, мНм	Реактивные давления, мН/м <sup>2</sup>
2	4,0	1,108	7,884	0,293
		1,108	8,462	0,266
10	3,0	1,116	3,942	0,340
		1,155	4,222	0,322

На основе описанных алгоритмов выполняются расчеты свай на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил. Расчетная схема показана на рис. 2.

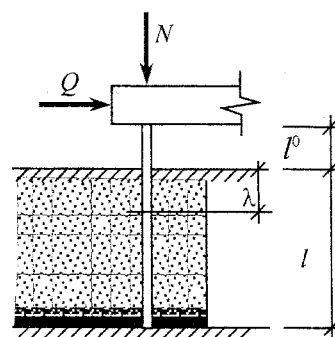


Рис. 2. Расчетная схема свай:

$l_0$  – высота подполья;  $l$  – мощность слоя подсыпки

## Литература

1. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
2. Малышев, М.В. Исследование сжатия с изгибом на основе дифференциальных связей между внутренними усилиями. /М.В. Малышев, И.И. Шишов //НАСКР – 2001. Материалы Третьей Всероссийской конференции. – Чебоксары, 2001. – С. 81–86.
3. Строительная механика: под общей редакцией А.В. Даркова. – М.: Высшая школа, 1976. – С. 499–500.
4. Прочность, устойчивость, колебания. Том 1 / под общей редакцией И.А. Биргера и Я.Г. Пановко. – М.: Машиностроение, 1968. – С. 229–238.
5. Дашков, А.Г. Определение осадок грунтового основания при расчете балок / А.Г. Дашков, И.И. Шишов // Итоги строительной науки: материалы IV международной научно-технической конференции. – Владимир, 2005. – С. 14–18.
6. Веселов, В.А. Проектирование оснований и фундаментов. / В.А. Веселов – М.: Стройиздат, 1990. – 304 с.
7. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании. – 3-е изд., перераб. и доп. / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с., ил.



**ВЕСТНИК  
ЮЖНО-УРАЛЬСКОГО  
ГОСУДАРСТВЕННОГО УНИВЕРСИТЕТА**

**№ 22 (94) 2007**

**Серия  
«СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА»  
Выпуск 5**

**Издательство Южно-Уральского государственного университета**

---

Подписано в печать 03.10.2007. Формат 60×84 1/8. Печать трафаретная.  
Усл. печ. л. 7,9. Уч.-изд. л. 8,5. Тираж 500 экз. Заказ 360/71.

---

Отпечатано в типографии Издательства ЮУрГУ. 454080, г. Челябинск, пр. им. В.И. Ленина, 76.