

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Юго-Западный государственный университет»
(ЮЗГУ)

**ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ПРОГРАММНЫХ
КОМПЛЕКСОВ ДЛЯ РАСЧЕТА НЕСУЩИХ СИСТЕМ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

**Сборник научных трудов
Международного научного семинара
19-20 сентября 2013 года**

Курск 2013



50 лет

Международный семинар
19-20 сентября 2013 г.

ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ ДЛЯ РАСЧЕТА НЕСУЩИХ СИСТЕМ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Организаторы: Российская академия архитектуры и строительных наук (РААСН); ФГБОУ ВПО «Юго-Западный государственный университет» (ЮЗГУ): факультет строительства и архитектуры, кафедры «Уникальные здания и сооружения», «Промышленного и гражданского строительства»; Национальный авиационный университет (НАУ, Украина): кафедра компьютерных технологий строительства; Группа компаний «ЛИРА-САПР», «Лири сервис», СОФОС (Украина); НП ООО «СКАД Софт» (Украина); ALLBAU SOFTWARE GMBH (Германия, Украина)

Содержание

Сидоров В.Н.

К корректировке вычислительной расчетной модели сооружения по результатам его мониторинга5

Скорук Л.Н.

Проверочный расчет висячего моста через р. Днепр на трассе аммиакопровода Тольятти - Одесса пролетом 720 м 12

Пятикрестовский К.П.

Нелинейные деформации статически неопределимых деревянных конструкций.....25

Тамразян А.Г., Аветисян Л.А.

К несущей способности железобетонных колонн, работающих в условиях термосиловыхзагружений при сравнительной оценке живучести зданий.....27

Федоров В.С., Левицкий В.Е., Соловьев И.А.

Проблемы расчета фактической огнестойкости зданий и сооружений.....32

Колчунов В.И., Яковенко И.А., Ключева Н.В.

Компьютерная реализация метода физических моделей сопротивления железобетона37

Сморчков А.А., Барановская К.О., Орлов Д.А., Кереб С.А.

Определение местоположение точечного источника замачивания с использованием программного комплекса SCAD.....51

Ключева Н.В., Азжеуров О.В.

К предметному значению определения живучести железобетонных конструктивных систем.....57

Председатель редколлегии

Емельянов С.Г., ректор ЮЗГУ, д.т.н., проф., советник РААСН, лауреат премии Правительства Российской Федерации в области науки и техники

Сопредседатели редколлегии:

Киричек А.В., проректор по ИР ЮЗГУ, д.т.н., проф.
Травуш В.И., вице-президент РААСН, академик РААСН, д.т.н., проф.
Карпенко Н.И., академик РААСН, д.т.н., проф.
Федоров В.С., академик РААСН, д.т.н., проф.
Городетский А.С., д.т.н., проф. (Украина)
Гольшев А.Б., иностр. член РААСН, д.т.н., проф. (Украина)
Сидоров В.Н., советник РААСН, д.т.н., проф.
Колчунов В.И., д.т.н., проф. (Украина)
Колчунов В.И., академик РААСН, д.т.н., проф.

Оргкомитет:

Бредихин В.В., проректор по развитию имущественного комплекса ЮЗГУ, к.т.н., доцент
Булгаков А.Г., д.т.н., проф. ЮЗГУ
Скорук Л.Н., к.т.н., доцент (Украина)
Полищук В.Г., и.о. декана ф.-та строительства и архитектуры ЮЗГУ, к.т.н., проф.
Колчунов В.И., д.т.н., проф. ЮЗГУ
Ключева Н.В., д.т.н., проф. ЮЗГУ

Ответственный за публикации
Орлов Д.А.

ISBN 978-5-7681-0861-8

Материалы статей печатаются в авторской редакции

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского кодекса Российской Федерации

Компьютерная верстка
Орлов Д.А.

Подписано в печать 12.09.2013.
Формат 70×108 1/16. Печ. л. 6,0.
Тираж 100 экз. Заказ №

Адрес редакции:

305040, Россия, г. Курск,
ул. 50 лет Октября, д.94
Тел.: +7 (4712) 50-48-16
www.swsu.ru
E-mail: pgs_swsu@mail.ru

Отпечатано в ЮЗГУ

Колчунов В.И., Прасолов Н.О., Бухтиярова А.С.

Алгоритм расчета и анализ живучести железобетонных конструкций при внезапной потере устойчивости несущих элементов....62

Ромашкина М.А., Барабаш М.С.

Обеспечение конструктивной безопасности при проектировании высотных зданий с использованием ПК ЛИРА-САПР.....73

Барабаш М.С., Артамонова А.Е.

Методы организации обмена информацией между участниками процесса проектирования на основе ПК САПФИР.....83

Никитин К.Е., Залевский В.А.

Исследование распределения температур в неоднородных ограждающих конструкциях методом конечных элементов.....90

Никитин К.Е., Смотров Д.Г.

Особенности применения современных расчетных комплексов для проверки устойчивости тонкостенных пологих оболочек.....93

Поливанова Т.В., Можайкин В.В.

Проектирование систем водоснабжения и водоотведения с использованием автоматизированных средств проектирования.....97

Михайленко Т.Г.

Расчет суммарных остаточных напряжений от приварки ребер жесткости к стенкам прокатных широкополочных двутавров с помощью программы Mathcad.....100

Индыкин А.А.

Разработка автоматизированного оптимизационного алгоритма оценки устойчивости откосов грунтовых сооружений на основе эволюционного моделирования.....105

Булгаков А.Г.

Автоматическое управление мехатронным скользящим комплексом при возведении высотных монолитных зданий и сооружений.....109

Токмакова Ю.Н.

Алгоритмические и программные средства поддержки диагностики и управления техническим состоянием строительных конструкций.....117



Уважаемые коллеги! Перед Вами сборник научных трудов международного семинара «Перспективы развития программных комплексов для расчета несущих систем зданий и сооружений», на страницах которого опубликованы результаты исследований авторов по проблеме развития компьютерных технологий и методов расчета сооружений на основе анализа физических моделей сопротивления конструктивных систем, учета специфики работы, материалов, учета топологии и конструктивных особенностей узлов несущих систем.

Представленные работы посвящены также новым подходам к анализу расчетных моделей сооружений, вопросам конструктивной безопасности, живучести и огнестойкости зданий и сооружений, методов реализации расчетных моделей сопротивления железобетона и другим проблемным задачам проектирования зданий и сооружений в рамках обозначенного направления. Работы представлены специалистами Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН), Московского государственного университета путей сообщения (МГУПС (МИИТ), РФ), Московского государственного строительного университета (ФГБОУ ВПО "МГСУ", РФ), ЦНИСК им. Кучеренко (г. Москва, РФ), Национального авиационного университета (г. Киев, Украина), Научно-исследовательского института строительных конструкций (НИИСК, г. Киев, Украина), группы компаний «ЛИРА-САПР», «Лира сервис СОФОС» (г. Киев, Украина), НП ООО «СКАД Софт» (г. Киев, Украина), ALLBAU SOFTWARE GMBH (Германия). Тематика публикаций сборника охватывает также направления научной деятельности коллектива ученых факультета строительства и архитектуры Юго-Западного государственного университета (г. Курск, РФ).

Члены редколлегии надеются, что в современных условиях глобальных вызовов решение сложнейших задач безопасности зданий и сооружений возможно только на основе консолидации усилий отдельных ученых и научных школ России и других стран. В стенах Юго-Западного государственного университета такой опыт совместной работы реализуется при финансовой поддержке государства РФ в лице Минобрнауки в рамках Федеральной Целевой Программы «Научные и научно-педагогические кадры» на 2009 - 2013 годы. Результат совместных исследований российско-украинских ученых явился основой формирования нового подхода в научно-образовательной деятельности Юго-Западного государственного университета, направленного на подготовку высококвалифицированных научных и научно-педагогических кадров высшей квалификации инновационной России.

Желаю всем участникам международного научного семинара полезного общения, плодотворной работы, творческих успехов, здоровья и благополучия!

Ректор Юго-Западного
государственного университета,
Советник РААСН, д.т.н., профессор,
лауреат премии Правительства РФ
в области науки и техники

A handwritten signature in black ink, consisting of several fluid, connected strokes.

С.Г. Емельянов

УДК 69.059.4

В.Н. Сидоров

К КОРРЕКТИРОВКЕ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОЙ РАСЧЁТНОЙ МОДЕЛИ СООРУЖЕНИЯ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ЕГО МОНИТОРИНГА

Представлен алгоритм корректировки вычислительной расчётной модели сооружения, предназначенный для оперативного устранения различий в проявлениях сооружения и его расчётной модели, выявленных в ходе мониторинга сооружения. Корректировка заключается в регулировке спектра собственных значений расчётной модели с использованием величин частот свободных колебаний, получаемых в ходе мониторинга сооружения. Считается, что за мерами в ходе мониторинга могут быть получены некоторые значения собственных частот объекта и установлено их соответствие формам свободных колебаний.

Ключевые слова: *вычислительная модель, корректировка расчётной модели, мониторинг, свободные колебания, динамические испытания, погрешность возмущения, структура матрицы жёсткости.*

Введение

Практика мониторинга становится неотъемлемым сопровождением жизненного цикла строительных объектов, пока не всех, но прежде всего уникальных (высотных, большепролётных, имеющих высокую общественную значимость; к ним относятся, например, крупные общественные, зрелищные и спортивные сооружения), объектов повышенной опасности (например, конструкций атомных электростанций) и других ответственных сооружений [1-4]. Мониторинг строительных объектов перестаёт быть самостоятельной процедурой, от него ожидаются всё более конкретные результаты и выводы, регламентированно определяющие ход их жизненного цикла, прежде всего на стадии эксплуатации. Среди основных требований, предъявляемых к результатам мониторинга сооружений:

- выявление реальных текущих условий работы объекта, в том числе фактических условий его взаимодействия с окружающей средой и воздействий на сооружение;
- выявление действительных значений геометрических и физических параметров объекта, степени их отклонений от проектных;
- выявление и устранение существенных различий проявлений реального объекта и проявлений его математической (вычислительной) модели, как правило, конечно-элементной расчётной схемы, принятой при расчётном обосновании на стадии его проектирования.

Последнее из упомянутых требований выполняется либо путем критического пересмотра, ревизии на стадии построения или даже замены исходной расчётной схемы, либо путём корректировки (адаптации) расчётной модели сооружения уже принятой и построенной изначально (например, при расчётном обосновании проектных решений). Первый подход (т.н. интуитивно-инженерный [5]) плохо согласуется с самой концепцией мониторинга, как процедуры постоянно осуществляемых замеров и их анализа в течение довольно продолжительного времени на этапах изысканий, строительства, эксплуатации и демонтажа сооружения. Излагаемый ниже алгоритм реализует, несомненно, более мобильный путь – второй («математически формализованный» [5]), т. е. оперативную, возможно многократную, обоснованную численную корректировку построенной ранее расчётной модели.

1. Теоретические предпосылки

Предположим, в основу расчётной схемы сооружения принята достаточно общая математическая модель механической системы – уравнение движения твёрдого тела с конечным числом степеней свободы. Такое уравнение имеет известный матричный вид, в том числе используемый при численном расчёте инженерных объектов в перемещениях методом конечных элементов:

$$[M] \times \{\ddot{u}\} + [C] \times \{\dot{u}\} + [K] \times \{u\} = \{P\}. \quad (1)$$

Матрица масс $[M]$, матрица диссипативных характеристик (матрица демпфирования) $[C]$, матрица жёсткости $[K]$, а также вектор (векторы) сосредоточенных силовых воздействий и кинематических краевых условий $\{P\}$, а также искомый вектор (векторы) перемещений $\{u\}$ по степеням свободы расчётной схемы вполне характеризуют построенную расчётную модель сооружения. Размерность квадратных матриц $[M]$, $[C]$ и $[K]$, а также векторов $\{P\}$ и $\{u\}$ равна n – принятому числу степеней свободы расчётной схемы.

Рассмотрим матричную формулировку задачи динамического анализа механической системы без учёта внутренних диссипативных сил

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{P\}. \quad (2)$$

Будем считать, что на текущей стадии мониторинга строительного объекта измерены N частот его свободных колебаний f_j и выявлено их соответствие формам свободных колебаний Φ_j ($j = 1, 2, \dots, N$).

В свою очередь, выявление соответствия замеренных собственных частот конструктивно сложных сооружений формам их свободных колебаний на практике является отдельной и достаточно содержательной задачей. Возможность установления такого соответствия определяется, прежде всего, вы-

бранной методикой проведения динамических испытаний и параметрами используемого испытательного оборудования. Однако эта информация, а именно «попарное» соответствие замеренных при мониторинге значений \hat{f}_j и форм свободных колебаний Φ_j ($j = 1, 2, \dots, N$) для описываемого ниже алгоритма численной корректировки расчетной схемы сооружения принимается исходной.

В случае свободного движения механической системы уравнение (2) имеет вид

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{0\} . \quad (2a)$$

При этом в случае моделирования движения системы в состоянии её свободных гармонических колебаний можно принять

$$\{u\} = \{\Phi\}_i \times \cos(\omega_i \times t) . \quad (3)$$

Если f_i – i -я частота свободных колебаний сооружения за одну секунду, измеряемая в герцах, то в (3) $\omega_i = 2 \times \pi \times f_i$ – соответствующая i -ая циклическая (круговая) частота свободных колебаний сооружения, т. е. количество собственных колебаний сооружения за 2π секунд. Подставив (3) в (2a), получим

$$(-\omega_i^2 \times [M] + [K]) \times \{\Phi\}_i = \{0\}, \quad i = 1, 2, \dots, n , \quad (4)$$

где $\{\Phi\}_i$ – собственная форма колебаний расчётной схемы сооружения, соответствующая i -й собственной частоте;

n – количество степеней свободы расчётной схемы сооружения, размерность матрицы жесткости $[K]$ и матрицы масс $[M]$ в (2), (2a), (4).

2. Корректировка вычислительной модели

Запишем систему уравнений стационарных колебаний механической системы (4) в полном матричном виде

$$[K] \times [\Phi] - [M] \times [\Phi] \times [J] = \{0\} . \quad (5)$$

Здесь $[\Phi] = [\{\Phi\}_1 \ \{\Phi\}_2 \ \dots \ \{\Phi\}_n]$ – матрица, чьи столбцы $\{\Phi\}_i$ представляют формы свободных колебаний вычислительной модели механической системы;

$[J] = \text{diag}(1, 1, \dots, 1_n)$ – диагональная матрица, причём $\lambda_i = \omega_i^2$, а ω_i – i -ая циклическая (круговая) частота свободных колебаний расчётной схемы сооружения.

Если представить

$$[A] = [M]^{-1} [K], \quad (6)$$

то матричная форма уравнений свободного движения (5) примет вид

$$[A] \times [\Phi] = [\Phi] \times [J], \quad (7)$$

Тогда $[J] = \text{diag}(\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n)$ – это жорданова форма матрицы $[A]$, а $\lambda_1 \leq \lambda_2 \leq \dots \leq \lambda_n$ – её собственные числа, соответствующие собственным векторам $\{\Phi\}_i$ матрицы $[A]$, $i = 1, 2, \dots, n$.

В последовательности собственных значений расчётной схемы $\Lambda = \{\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n\}$ заменим собственные значения λ_j на соответствующие значения $\hat{\lambda}_j$, которые получены из измерений на очередной стадии мониторинга сооружения, причём $\hat{\lambda}_j = \hat{\omega}_j^2$, а $\hat{\omega}_j$ – одно из N значений циклической (круговой) частоты свободных колебаний сооружения, выявленных в результате динамических испытаний в ходе его мониторинга, $j = 1, \dots, N$ ($N \leq n$). Оно соответствует некоторому значению ω_i , $i = 1, 2, \dots, n$, и значит i –й форме свободных колебаний сооружения $\{\Phi\}_i$. Таким образом, мы получим скорректированную последовательность собственных чисел расчётной схемы сооружения $\hat{\Lambda}$, например, вида

$$\hat{\Lambda} = \{\hat{\lambda}_1, \lambda_2, \dots, \hat{\lambda}_j, \dots, \hat{\lambda}_N, \dots, \lambda_n\}. \quad (8)$$

Минимизацию среднеквадратичного значения «потерь» от возможной погрешности измерений S при замене N собственных чисел расчётной схемы λ_j на выявленные в результате эксперимента значения $\hat{\lambda}_j$ осуществляем методом наименьших квадратов. Построим, например, многочлен порядка m :

$$y(i) = \sum_{k=0}^m \alpha_k \cdot i^k, \quad (9)$$

сглаживающий последовательность $\hat{\Lambda}(i)$ (8) из условия

$$S = \sum_{i=1}^n \Delta_i^2 \rightarrow \min,$$

где $\Delta_i = y(i) - \hat{\Lambda}_i$. По полученным из решения системы линейных уравнений коэффициентам α_k , $k = 0, 1, 2, \dots, m$, многочлена (9) построим спектр собственных частот $\{\tilde{\lambda}_1, \tilde{\lambda}_2, \dots, \tilde{\lambda}_n\}$, с минимизацией потерь измерений, вычисляя его элементы уже по формуле (9):

$$\tilde{\lambda}_i = y(i). \quad (10)$$

Расчётную схему сооружения, скорректированную в процессе мониторинга, представляем матрицей вида (6):

$$[\tilde{A}] = [\Phi] \cdot [\tilde{J}] \cdot [\Phi]^{-1}, \quad (11)$$

формируемой согласно представлению её жорданова разложения:

$$[\tilde{J}] = \text{diag}(\tilde{\lambda}_1, \tilde{\lambda}_2, \dots, \tilde{\lambda}_n), \quad (12)$$

$$[\tilde{J}] = [\Phi]^{-1} \cdot [\tilde{A}] \cdot [\Phi]. \quad (12a)$$

3. Сохранение структуры и погрешности аппроксимации расчетной модели

Корректировка расчётной модели сооружения в процессе его мониторинга фактически заключается в замене ключевой матрицы расчётной модели $[A]$ (6) матрицей $[\tilde{A}]$ (11). Она выполнена путём изменения ряда её собственных чисел, при этом сохраняет погрешность возмущения жордановой формы $[J] = \text{diag}(\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n)$ матрицы $[A]$, но, безусловно, нарушает её важное свойство – ленточную (или блочно-ленточную) структуру. В свою очередь, формальное сохранение ленточной структуры (или другой первоначальной структуры) матрицы $[\tilde{A}]$ станет для неё уже существенным возмущением. Сохранение первоначальной структуры матрицы $[A]$ при её замене на матрицу $[\tilde{A}]$ с сохранением погрешности за счёт выполненного возмущения изначальной последовательности собственных чисел $\Lambda = \{\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n\}$ расчётной модели является важной и, в общем-то, неотъемлемой составляющей процедуры корректировки сложной расчётной схемы сооружения в процессе его мониторинга. С этой целью сначала понизим чувствительность разрешающей системы уравнений

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{P\} \quad (12б)$$

её предобусловливанием. Выбор предобусловливателя с целью понижения чувствительности матрицы жёсткости расчётной схемы сооружения является важным самостоятельным этапом исследований. В этой работе исследовалось использование в качестве предобусловливателя неполного разложения Холецкого симметричной, положительно определённой матрицы $[A]$ (6). Выберем простую разреженную нижнюю треугольную матрицу $[h]$, при этом «вполне схожую» с матрицей $[g]$ из разложения Холецкого матрицы $[A]$:

$$[A] = \{g\} \cdot \{g\}^T. \quad (13)$$

Предобусловливателем системы уравнений (2) станет матрица $[D]$, как неполное разложение Холецкого матрицы $[A]$:

$$[D] = \{h\} \cdot \{h\}^T. \quad (14)$$

При назначении предобусловливателя $[D]$ главным критерием является выполнение условия

$$\text{cond}(Ad) \ll \text{cond}(\tilde{A}),$$

где $\text{cond}(Ad)$ – число обусловленности матрицы

$$[Ad] = [D]^{-1} \cdot [\tilde{A}], \quad (15)$$

а $\text{cond}(\tilde{A})$ – число обусловленности матрицы $[\tilde{A}]$.

Далее в симметричной матрице $[Ad]$ (15) будем принимать во внимание её элементы, например, только в пределах ширины ленты исходной матрицы $[A]$. Остальные её элементы примем нулевыми. Назовём такую матрицу $[A\tilde{d}]$.

Таким образом, например, в случае статического расчёта сооружения решение исходной системы уравнений вида

$$[A] \cdot \{u\} = \{P\} \quad (16)$$

мы заменим на решение системы

$$[A\tilde{d}] \cdot \{u\} = [D]^{-1} \{P\}. \quad (17)$$

Заключение

Предложен подход, позволяющий корректировать вычислительную расчётную модель сооружения для оперативного устранения различий в проявлениях сооружения и его расчётной модели, выявленных в ходе мониторинга сооружения. Корректировка заключается в регулировке спектра собственных значений расчётной модели с использованием величин частот свободных колебаний, получаемых в ходе мониторинга сооружения. Считается, что замерами в ходе мониторинга могут быть получены некоторые значения собственных частот объекта и установлено их соответствие формам свободных колебаний. Предложенный метод позволяет сохранить погрешность возмущения расчётной модели при её корректировке, и при этом сохранить характерную структуру матрицы жёсткости расчётной схемы сооружения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шаблинский Г.Э., Зубков Д.А. Натурные динамические исследования строительных конструкций. М.: АСВ, 2009.
2. Сравнительный анализ собственных колебаний главного корпуса Нововоронежской АЭС по результатам расчётов и экспериментальных исследований в натуральных условиях / Г.Э. Шаблинский, А.С. Исайкин, Д.А. Зуб-

ков [и др.] // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2010. №2.

3. Дорофеев В.М., Лысов Д.А., Денисов А.С. Особенности проектирования автоматизированных стационарных систем мониторинга технического состояния несущих конструкций большепролётных спортивных сооружений Олимпиады 2014 в городе Сочи // Промышленное и гражданское строительство. 2011. №12.

4. Шульман И.З. Экспериментальные исследования динамических характеристик большепролётных мембранных покрытий // Строительная механика и строительные конструкции: сб. ст. к 80-летию А.В. Перельмутера. М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2013.

5. Белостоцкий А.М., Каличава Д.К. Адаптируемые конечно-элементные модели в основе динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий. Основы разработанной расчётно-экспериментальной методики // Intern. J. for Computational Civil Structural Engineering. 2012. Vol. 8, i.4.

6. Голуб Дж., Ван Лоун Ч. Матричные вычисления. М.: Мир, 1999.

7. Тихонов А.Н. О регуляризации некорректно поставленных задач // Докл. АН СССР. 1963. Т. 153, №1. С. 49-52.

8. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчётные модели сооружений и возможность их анализа. М.: Изд-во ДМК, 2007.

9. Friswell M.I., Mottershead J.E., Ahmadian H. Finite Element Model Updating using Experimental Test Data: Parameterization and Regularization // Transactions of the Royal Society of London, s.A, Special Issue on Experimental Modal Analysis. 2001. № 359 (1778). P.169-186.

В.Н. Сидоров, д-р техн. наук, проф. кафедры информатики и прикладной математики Московского государственного строительного университета (e-mail: sidorov.vladimir@gmail.com)

V.N. Sidorov

TO STRUCTURE NUMERICAL MODEL UPDATING ON THE RESULTS OF MONITORING

An algorithm for structure computer simulation model updating designed for prompt elimination differences in the manifestations of structures and manifestations of its computational model, identified during the monitoring of structure is presented. Correction is to adjust the eigenvalues spectrum of calculation model using the values of the frequency of free vibrations obtained in the course of structure monitoring. It is believed that by measurements during the monitoring some of

the values of natural frequencies of the object can be obtained and their appropriate forms of free oscillations can be established.

Keywords: *simulation model, adjustment of the calculation model, natural frequencies, dynamic test, perturbation error, stiffness matrix structure.*

V.N. Sidorov, Doctor of Engineering, Professor of Chair of informatics and applied mathematics of Moscow State Construction University
(e-mail: sidorov.vladimir@gmail.com)

УДК 69.059.4

Л.Н. Скорук

**ПРОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ ВИСЯЧЕГО МОСТА ЧЕРЕЗ Р. ДНЕПР
НА ТРАССЕ АММИАКОПРОВОДА ТОЛЬЯТТИ-ОДЕССА
ПРОЛОТОМ 720 М**

В статье приводятся краткие характеристики и результаты проверочного расчета с помощью проектно-вычислительного комплекса StructureCAD (SCAD) висячего моста пролетом 720 м через р. Днепр.

Ключевые слова: *висячий мост, расчет моста, проверочный расчет, мост через р. Днепр.*

Введение. Расчет строительных конструкций производят как на стадии проектирования здания или сооружения, так и на стадии эксплуатации (проверочные расчеты при паспортизации, увеличении действующих нагрузок и т.п.), а также при изменении конструктивной схемы.

За время эксплуатации здание или сооружение либо какая-то их конструкция получает физический износ (например, уменьшение рабочего сечения вследствие коррозии или трещин и т. п.), некоторые элементы не пригодны к нормальной эксплуатации или вообще теряют свою несущую способность.

Расчет сложных и много раз статически неопределимых конструкций сейчас невозможно себе представить без применения современных вычислительных комплексов. Покажем на примере проверочного расчета при проведении паспортизации сооружения расчет висячего моста пролетом 720 м (рис. 1), который был выполнен с помощью проектно-вычислительного комплекса **Structure CAD (SCAD)**.

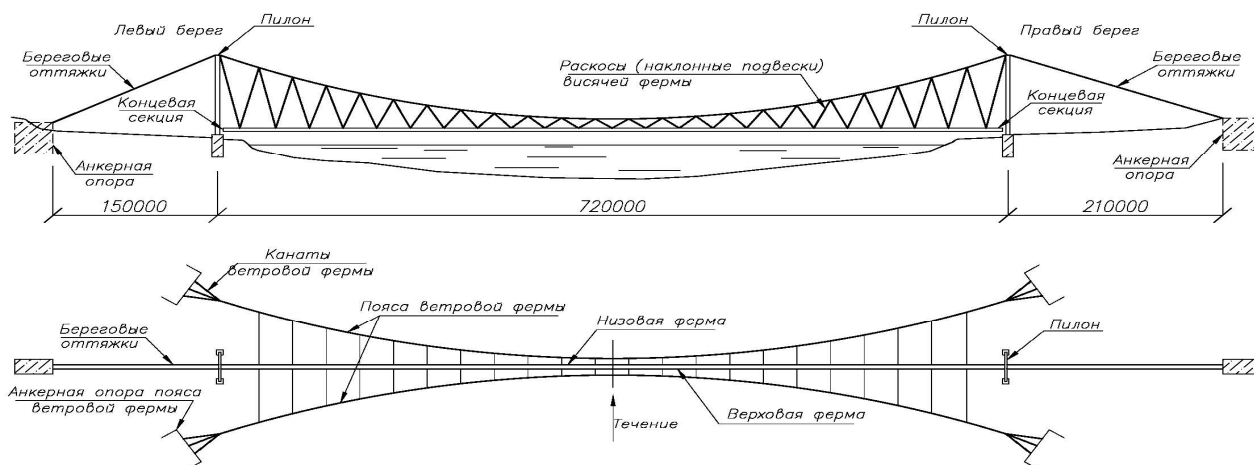


Рис. 1. Конструктивная схема висячего моста пролетом 720 м через р. Днепр

Краткие сведения о мосте. С целью обеспечения надежной эксплуатации, а также сокращения сроков строительства моста схема и конструктивные решения были приняты близкими к схеме и конструкциям висячего перехода пролетом 660 м через р. Амударью на газопроводе Афганистан - СССР, построенного в 1973-1974 гг (рис. 2, а). Возрастание усилий в основных несущих элементах висячего моста через р. Днепр, связанное с увеличением пролета, компенсируется увеличением диаметра несущих канатов с 69 до 71,5 мм, повышением класса сталей, применяемых в пилонах и анкерно-натяжных устройствах, без изменения конструктивных решений и без увеличения расхода металла на погонный метр моста [1].

Ширина реки Днепр в створе моста составляет 630 м, глубина воды в сорока метрах от уреза достигает 20 м, в средней части моста 31 м. Исходя из необходимости организации монтажных площадок на берегу, пилоны были отнесены на 45 м от уреза воды. Расчетный пролет моста между осями пилонов равен 720 м. На время строительства данный висячий мост являлся крупнейшим в мире для перехода трубопровода диаметром более 160 мм (табл. 1).

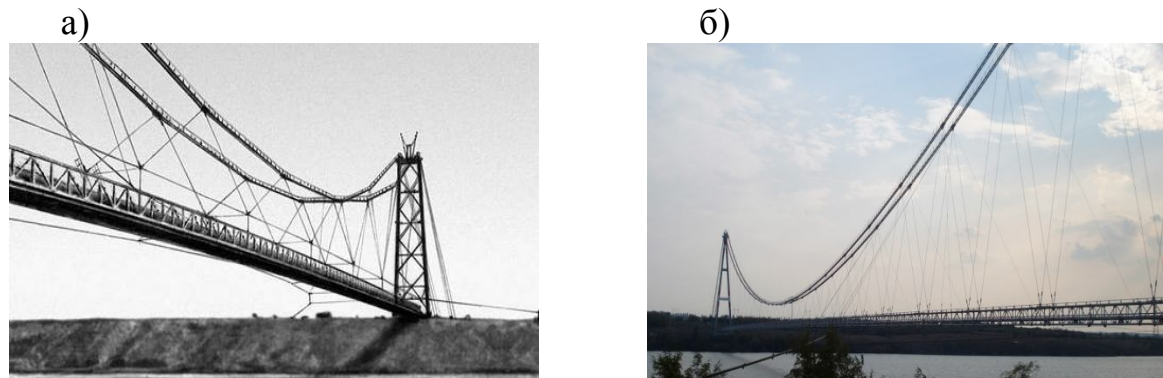


Рис. 2. Общий вид висячих переходов: а - висячий мост газопровода через р. Амударья (пролет 660 м), сдан в 1974 г.; б - висячий мост аммиакопровода через р. Днепр (пролет 720 м), сдан в 1978 г.

Назначение моста: пропуск одной нитки аммиакопровода из трубы $\varnothing 355,6 \times 12,7$ мм в защитном кожухе из трубы $\varnothing 530 \times 8$ мм, а также четырех ниток других коммуникаций (кабелей связи и освещения) из труб $\varnothing 76 \times 4,5$ мм. Кроме того, было предусмотрено устройство служебных проходов шириной не менее 700 мм с каждой стороны аммиакопровода, а также электроосвещения и светового ограждения моста (рис. 3).

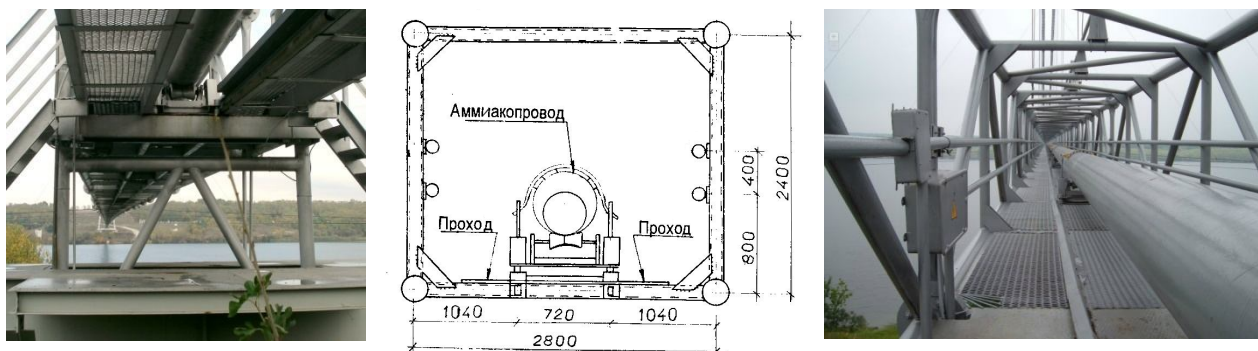


Рис. 3. Общий вид и поперечное сечение нижней фермы (балки жесткости) висячего моста

Висячая решетчатая ферма пролетом 720 м имеет 24 панели по 30 м. Стрелка провеса кабеля 70 м (около 1/10 пролета). Высота решетчатой фермы в середине пролета 8,1 м (1/89 пролета), у пилонов 81,1 м. Расстояние между висячими фермами (двумя плоскостями вертикальной несущей конструкции) 2,8 м.

Первый канатный раскос имеет нисходящее направление от вершины пилона к первому узлу подвешивания балки жесткости, выполняющей одновременно функцию нижнего пояса висячей решетчатой фермы. Это уменьшает прогибы в крайних панелях моста и благоприятно сказывается на работе берегового примыкания трубы аммиакопровода.

Балка жесткости имеет на обоих концах моста продольно подвижное опирание. Продольные усилия от трубы, действующие на балку жесткости, передаются на анкерные опоры через раскосы и несущие кабели решетчатой фермы, а также с помощью поясов ветровой системы, закрепленных к балке жесткости в среднем узле.

Вертикальный профиль балки жесткости принят по плавной кривой со стрелкой в середине пролета 3,0 м (1/240 пролета). Расположение балки жесткости и ветровой системы обеспечивает высоту подмостового габарита не менее 13,5 м по всей длине моста. Стрелка параболических ветровых поясов в горизонтальной плоскости 70 м.

Таблица 1

Основные параметры висячего моста аммиакопровода через р. Днепр

Длина моста, м	720
Высота пилонов, м	87
Габариты фермы жесткости, м	2,4x2,8
Стрела вертикального продольного профиля, м	3,0
Канаты основного несущего кабеля, мм	2x6x71,5
Канаты поясов ветровой фермы, мм	3x71,5
Канаты береговых оттяжек, мм	16x71,5
Диаметр канатов наклонных подвесок висячей фермы, мм	39,5
Диаметр трубы аммиакопровода, мм	355
Диаметр кожуха аммиакопровода, мм	530
Вес металлоконструкций моста, т	1750
в том числе канатных элементов, т	655

Основные конструктивные элементы аммиакопровода:

- 1) две висячие вертикальные фермы, состоящие из несущих кабелей, наклонных подвесок и решетчатой балки жесткости;
- 2) два пилона;
- 3) двухпоясная горизонтальная предварительно напряженная ветровая ферма;
- 4) опоры пилонов, кабелей, береговых оттяжек, поясов ветровой фермы.

Расчетная схема (рис. 4) представлена набором конечных элементов (стержневых и пластинчатых), соединенных между собой в узлах и отражающих топологически и физически конструктивную схему висячего моста.

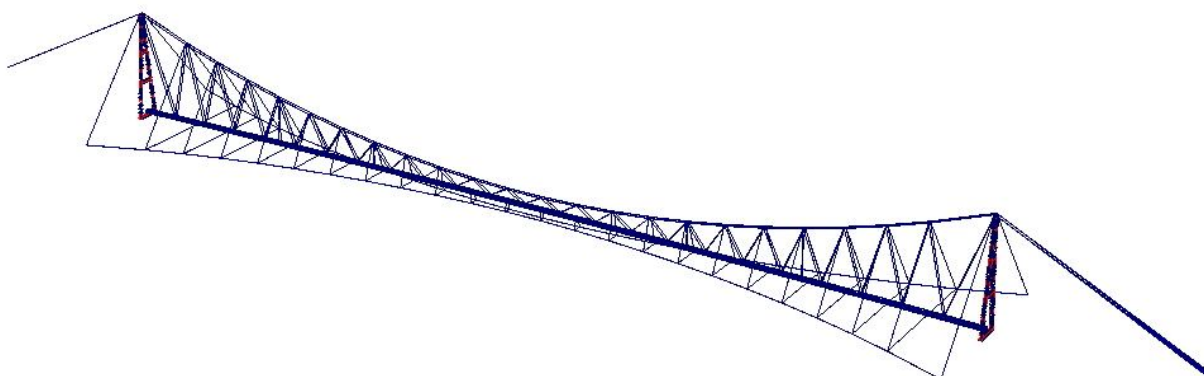


Рис. 4. Общий вид расчетной схемы висячего моста в программе SCAD

В расчетной схеме принято, что несущие конструкции сооружения опираются на абсолютно жесткое (недеформируемое) тело.

Проверочный расчет висячего моста выполнен с учетом нагрузок, действующих на конструкции на момент последнего обследования моста, которое было выполнено в 2011 году. Все сечения элементов были приняты согласно предоставленной проектной документации. Для упрощения задания данных некоторые сечения моста задавались в схеме эквивалентными или приведенными сечениями. Расчет выполнялся в геометрически нелинейной постановке. Хотя висячий мост сооружен не в сейсмически опасном районе, ввиду высокого уровня ответственности сооружения и возможных последствий вследствие аварии, при проверочном расчете учитывалось возможное сейсмическое воздействие интенсивностью 7 баллов.

Величина ветровой и сейсмической нагрузок, а также проверка прочности металлопроката принималась согласно действующим на момент проведения данного проверочного расчета нормативных документов по нагрузке и расчету, которые отличаются от тех, которые действовали во время строительства и ввода сооружения в эксплуатацию.

Для проверочного расчета в программе **SCAD** были сформованы следующие статические и нелинейные загрузки (табл. 2 и 3).

Таблица 2

Статические загрузки в расчетной схеме

L1	Собственный вес моста	L6	Пульсация ветра
L2	Нагрузка от трубопровода	L7	Сеймика по X
L3	Статический ветер	L8	Сеймика по Y
L4	Гололед	L9	Сеймика по Z
L5	Статический ветер при гололеде	L10	Сеймика под 45

Таблица 3

Моделирование нелинейных загрузок в расчетной схеме

Нелинейное загружение	Статические загрузки										Задание не- линейных загрузок	Про- верка устой- чиво- сти
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
NL1	+	+				+					1 – 0,1 – 10 2 – 0,1 – 10 +	+
											Пульсация по Y	

Окончание табл. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
NL2	+	+						+			1 – 0,1 – 10 2 – 0,1 – 10 +	+
											Сеймика по У	
NL3	+	+							+		1 – 0,1 – 10 2 – 0,1 – 10 +	+
											Сеймика по Z	

Результаты расчета. Путем последовательных расчетов было найдено необходимое напряжение в канатах несущего кабеля висячих ферм, достаточное для восприятия определенных нагрузок и соблюдения других нормативных требований, которое соответствует 603 т.

Перемещения моста под нагрузкой. Поскольку начальная величина строительного подъема моста и его деформирование под нагрузкой от собственного веса были неизвестны, то во внимание принималось только перемещение, которое составляло разницу от деформированной схемы под собственным весом к перемещению от веса трубопровода.

Максимальное вертикальное перемещение моста от действия веса трубопровода составляет 609,98 мм. Согласно представленным проектным данным расчетные вертикальные перемещения моста в середине пролета составляют 446 мм.

Перемещения от действия веса трубопровода в соответствующих нелинейных загрузках приведены в таблице 4.

Таблица 4

Перемещения узлов схемы в нелинейных загрузках

Нелинейное загрузке	Перемещения по X, мм	Перемещения по Y, мм	Перемещения по Z, мм
NL1	-45,6...+39,12	-10,73...+10,58	-604,41...+3,44
NL2	-45,61...+39,12	-43,48...+49,26	-606,95...+3,45
NL3	-45,61...+39,12	-10,73...+10,58	-604,41...+3,44

Периоды и формы колебаний моста приведены соответственно в таблице 5 и на рисунках 5 - 7.

Проверка общей устойчивости. Согласно нормам коэффициент надежности общей устойчивости не должен быть меньше 1,3. Проверка этого факта была выполнена для всех вариантов загрузки (табл. 6).

Таблица 6

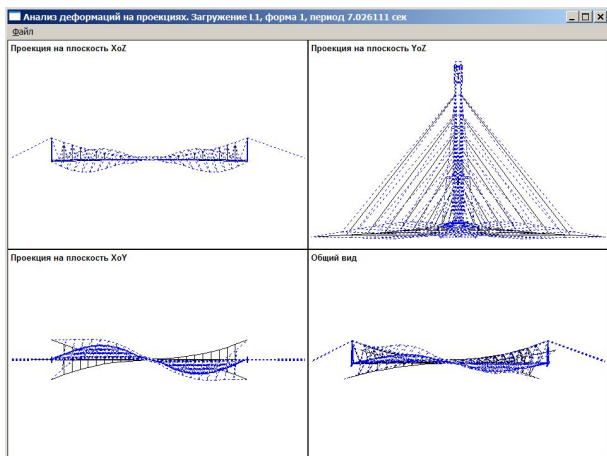
Коэффициент надежности общей устойчивости

Нелинейное загружение	Коэффициент надежности общей устойчивости	Наименьший коэффициент надежности местной потери устойчивости
NL1	5,18	6,54
NL2	5,76	7,82
NL3	9,68	12,15

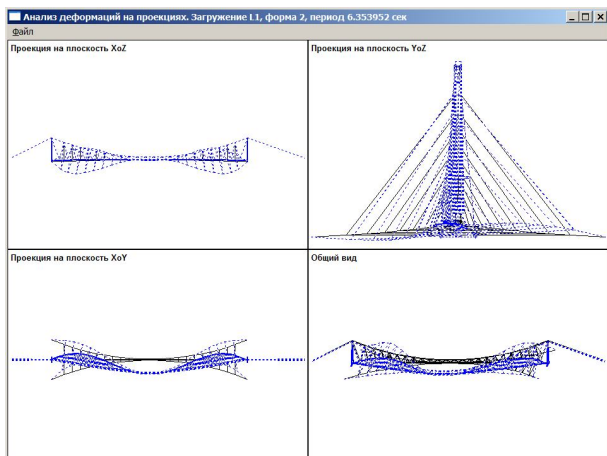
Таблица 5

Периоды колебаний моста

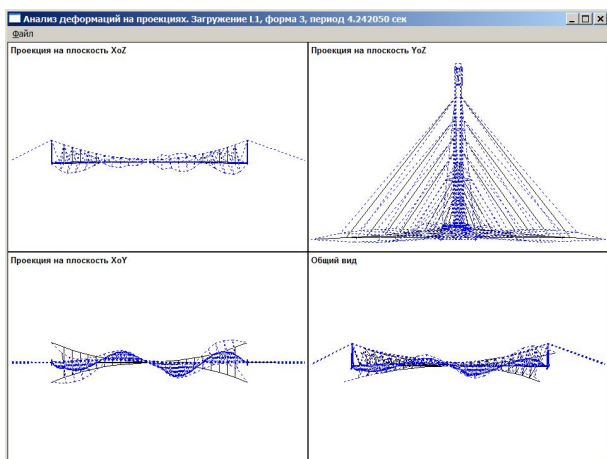
Нелинейное загружение	Форма	Собственные значения	Частота		Периоды, с
			1/с	Гц	
NL1	1	1,118	0,894	0,142	7,023
	2	1,011	0,989	0,157	6,351
	3	0,675	1,481	0,236	4,24
	4	0,667	1,499	0,239	4,191
	5	0,642	1,558	0,248	4,031
	6	0,572	1,748	0,278	3,594
NL2	1	1,118	0,894	0,142	7,023
	2	1,012	0,988	0,157	6,358
	3	0,675	1,481	0,236	4,24
	4	0,668	1,498	0,239	4,192
	5	0,642	1,558	0,248	4,032
NL3	1	0,956	1,046	0,167	6,003
	2	0,919	1,089	0,173	5,768
	3	0,605	1,652	0,263	3,801
	4	0,604	1,656	0,264	3,791
	5	0,543	1,842	0,293	3,41



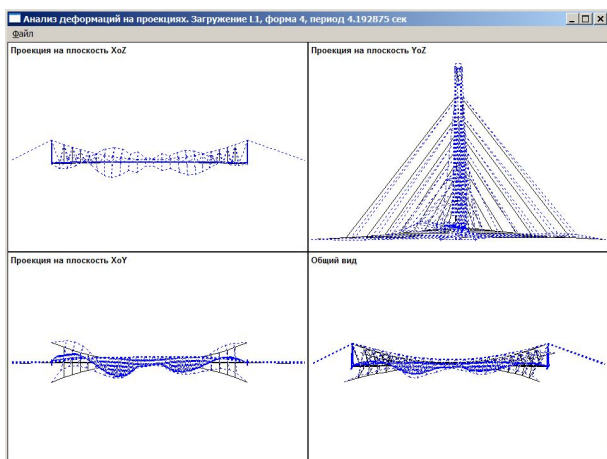
форма 1



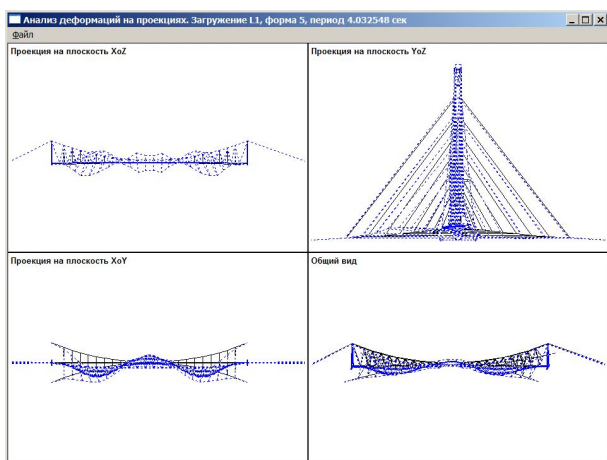
форма 2



форма 3

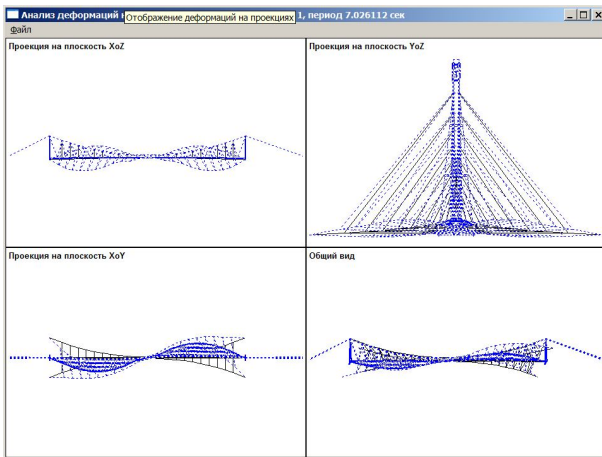


форма 4

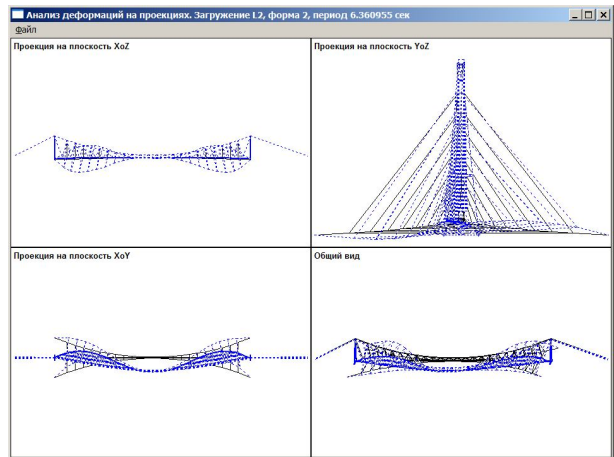


форма 5

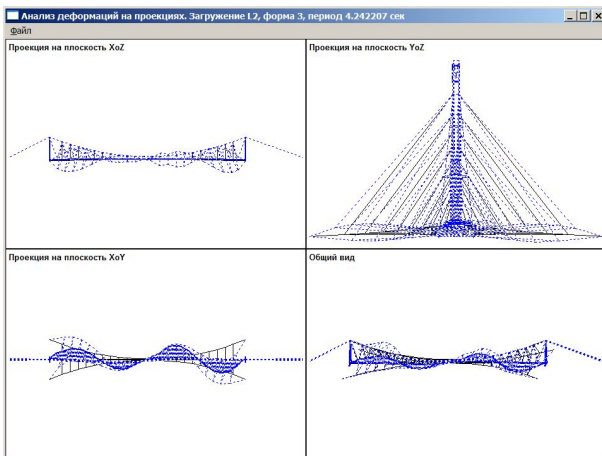
Рис. 5. Формы колебаний, нелинейное нагружение LN1



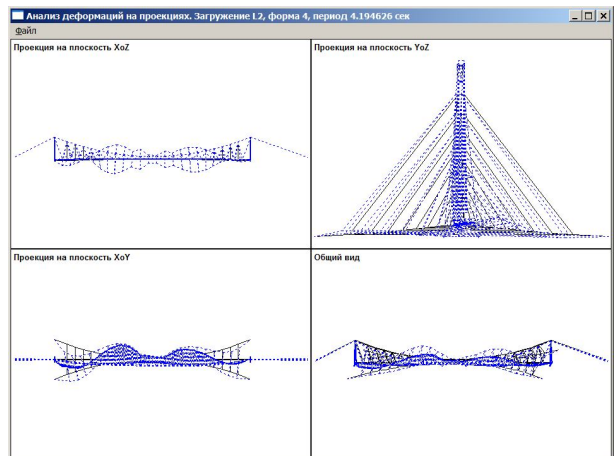
форма 1



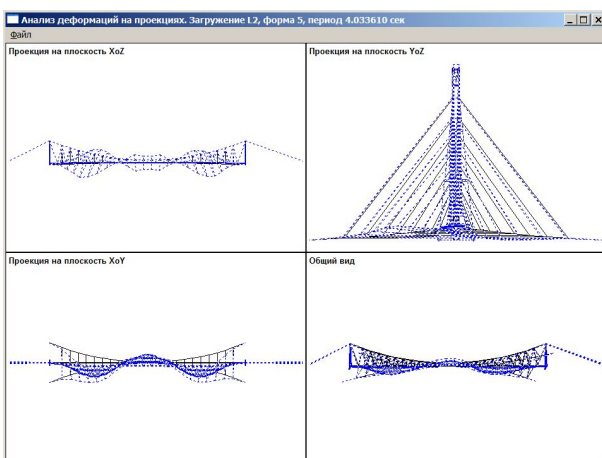
форма 2



форма 3

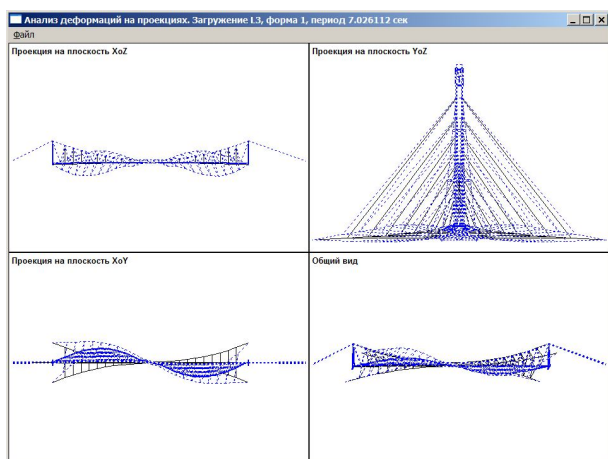


форма 4

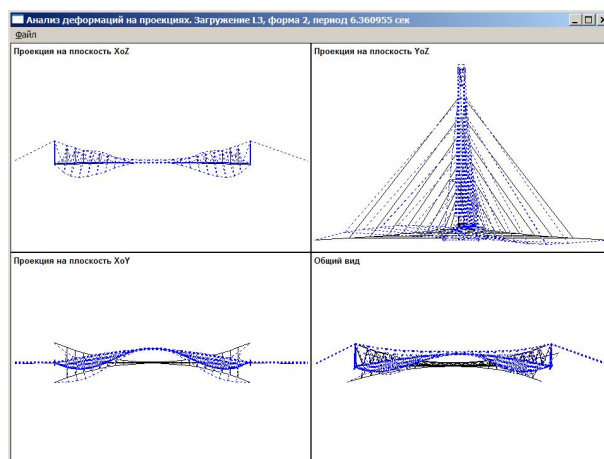


форма 5

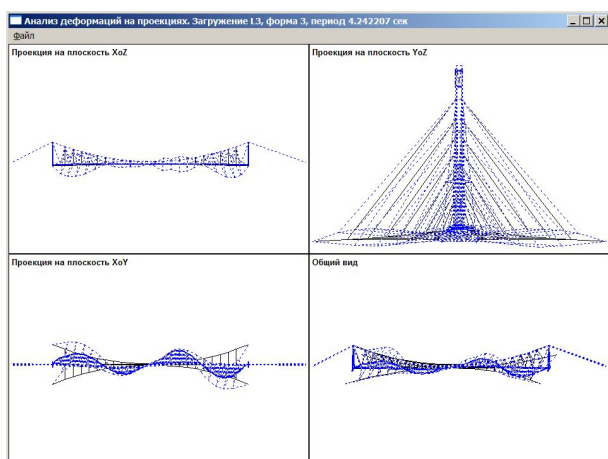
Рис. 6. Формы колебаний, нелинейное нагружение LN2



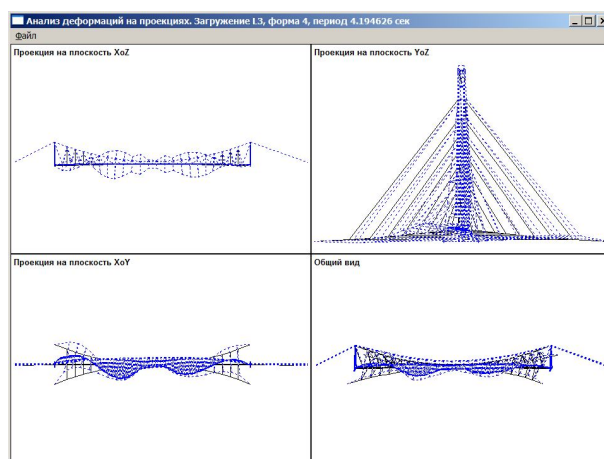
форма 1



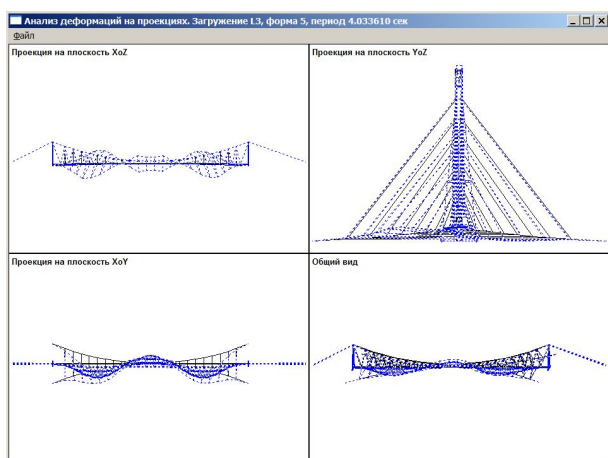
форма 2



форма 3



форма 4



форма 5

Рис. 7. Формы колебаний, нелинейное нагружение LN3

Проверка сечений металлопроката. После проведенного расчета была также проведена проверка принятых металлических сечений на восприятие действующих усилий в соответствии с действующими нормами по расчетным сочетаниями усилий (PCY).

Результаты проверки сечений металлопроката на соответствие требованиям СНиП II-23-81* [2] при соответствующих марках стали приводятся в виде коэффициентов использования для каждой группы унификации (min и max). За коэффициент использования принято отношение действующего усилия к несущей способности элемента, т.е. коэффициент 0,8 говорит о запасе прочности в 20%, а коэффициент 1,2 - о перегрузке на 20%.

Оценка аэродинамической устойчивости. Вследствие отсутствия отечественных нормативных документов по этому вопросу оценку аэродинамической устойчивости выполняли по методике Еврокода, а именно EN 1991-1-1:2000 «Нагрузка на сооружения. Часть 1-4: Основные нагрузки. Ветровые нагрузки».

Вихревое возбуждение возникает, если вихри возникают поочередно на противоположных сторонах конструкции. В результате этого возникает нагрузка, перпендикулярная к направлению действия ветра. Колебания конструкции могут возникнуть, если частота вихревых возбуждений совпадает с собственной частотой конструкции.

Но сквозная конструкция фермы жесткости не способствует возникновению указанного эффекта, поскольку срывы вихрей происходят несинхронно, поэтому вихревое возбуждение никогда не наблюдалось на сквозных конструкциях.

Резонансное вихревое возбуждение. Согласно п/п. Е.1.5.2.7 документа EN 1991-1-1:2000 следует проверить возможность резонансного вихревого возбуждения, возникающего в случае, когда круговые цилиндры, расположенные в ряд или сгруппированы. Если рассматривать пояса фермы жесткости, изготовленные из труб диаметром 219 мм, расположенные на расстоянии 2,8 м друг от друга, то мы имеем случай, который указан на рисунке 8, взятый с Еврокода.

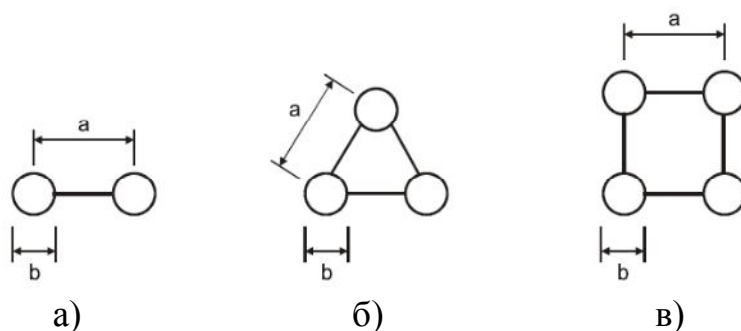


Рис. 8. Линейное (а) и сгруппированное (б-в) размещение цилиндров

Аэродинамическая неустойчивость в этом случае может принять форму галопирования, т.е. самовозбуждающихся колебаний конструкций, поперечных к направлению ветра. Колебания при галопировании начинаются при определенной начальной скорости ветра v_{CG} , которая определяется по формуле

$$v_{CG} = \frac{2 \cdot S_c}{a_G} \cdot n_{1,y} \cdot b,$$

где S_c – число Скрудона, в нашем случае имеет значение 0,02; a_G – коэффициент неустойчивости при галопировании, который разрешается принимать $a_G = 10$; $n_{1,y}$ – основная частота конструкции при колебаниях в плоскости, нормальной к направлению ветра (в нашем случае в вертикальном направлении). Измеренное значение $n_{1,y} = 0,293$ Гц.

Критическая скорость ветра

$$v_{CG} = \frac{2 \cdot 0,02}{2,8} \cdot 0,293 \cdot 0,219 = 0,001 \text{ м/с.}$$

Как видно, эта скорость ветра слишком мала, чтобы иметь достаточную энергию, которая бы поддерживала колебания.

Выводы

1. Проверочный расчет показал, что перемещение ствола балки жесткости при принятых напряжениях в растяжках от действия веса трубопровода составляет 608,97 мм. Общая и местная устойчивость моста является обеспеченной, коэффициент запаса устойчивости $\geq 1,3$.

2. Результаты расчета показали, что определяющим для НДС конструкции аммиакопровода является ветровое загрузение с учетом пульсационной составляющей ветра.

3. Проверка прочности основных несущих конструкций балки жесткости и береговых пилонов показала, в целом, об имеющемся у них запасе (около 15-20%) несущей способности. Только в некоторых элементах, которые находятся вблизи крепления оттяжек, есть перегрузка на 12-20%. Эти перегрузки могут иметь место во время сейсмического воздействия, а также связанные с увеличением расчетной нагрузки [2-4]. Рекомендуется в перегруженных элементах точно определить прочность стали, взяв соответствующие пробы, и принять решение о необходимости усиления этих элементов.

4. Все вышесказанное позволяет утверждать, что измеренные усилия в элементах моста, на основе которых был воссоздан НДС висячего моста, не являются критичными для несущих элементов металлопроката, для которых были выполнены проверки несущей способности согласно СНиП II-23-81*.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. КМ 43576. Аммиакопровод Тольятти-Горловка-Григорьевский лиман. Висячий мост через р. Днепр. Металлическое пролетное строение, анкерно-натяжные устройства, пилоны и узлы канатной системы. Рабочие чертежи ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ. М., 1977.
2. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Минстрой России. М.: ГП ЦПП, 1996. 96 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Минстрой России. М.: ГП ЦПП, 1996. 44 с.
4. Металлические конструкции: в 3 т. Т. 3: Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов. Реконструкция, обследование, усиление и испытание конструкций зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / под общ. ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектсталь-конструкция им. Н.П.Мельникова) М.: Изд-во АСВ, 1999. 528 с.

Л.Н. Скорук, канд. техн. наук, доц. Киевского национального строительного университета строительства и архитектуры (КНУСА), с.н.с. НП ООО «СКАД Софт» (Украина)

L.N. Skoruk

TEST CALCULATION OF A SUSPENSION BRIDGE THROUGH THE DNEPR RIVER ON THE ROUTE OF AMMONIAHOLD TOLYATTI-ODESSA FLIGHT OF 720 M

Short characteristics and results of test calculation are provided in article by means of the StructureCAD (SCAD) design computer system of a suspension bridge by flight of 720 m through the Dnepr River.

Keywords: *suspension bridge, bridge calculation, test calculation, the bridge through the Dnepr River.*

L.N. Skoruk, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of Kiev National Construction University of Construction and Architecture (KNUSA) (Ukraine)

УДК 539.3:624.011

К.П. Пятикрестовский

НЕЛИНЕЙНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Рассматриваются статически неопределимые деревянные конструкции при несимметричных нагрузках. Используются свойства древесины (ползучесть, приспособляемость, живучесть) и конструкций из неё для восприятия длительных нагрузок, в том числе запроектных. Перераспределение усилий позволяет получить экономию материалов и обеспечить безопасность сооружений. Приводятся алгоритм расчета и построение расчетных моделей применительно к пространственным конструкциям в виде ребристых оболочек. Используется метод интегрального модуля деформаций.

Ключевые слова: *деревянные конструкции, несимметричные нагрузки, запроектные нагрузки, безопасность сооружения, ребристые оболочки.*

Введение

Современные технологии изготовления клееных деревянных конструкций и соединительных элементов в них обеспечивают массовое распространение большепролётных архитектурно выразительных и легких покрытий спортивных, торговых и общественных зданий [1]. Становится актуальной разработка методов расчета, обеспечивающих экономичность, возможность использования нелинейного деформирования материалов для обеспечения живучести и безопасности сооружений при различных нагрузках, в том числе запроектных.

1. Экспериментальные конструкции для изучения особенностей деформирования с учетом перераспределения усилий

Исследования НДС при кратковременных и длительных нагрузках проводили на моделях и натуральных образцах пространственных конструкций (оболочек), соответствующих современному уровню технического прогресса по технологии изготовления и монтажа. Использованы предложения проф. Я.Ф.Хлебного, согласно которым оболочка устраивается из ортогональной системы клееных ребер (каркас). Верхние грани ребер располагаются в одной исходной поверхности оболочки, а ячейки каркаса заполняются ограждающими элементами, которые включаются в совместную работу с ребрами. Были исследованы основные типы оболочек: шатровые, цилиндрические, многогранные оболочки двойкой кривизны. При работе таких конструкций наиболее четко проявляется совместная работа элементов, обеспечиваемая ра-

ботой заполнения ячеек на сдвиг. Для выявления этих особенностей использовали одностороннюю нагрузку. Эксперименты показали большие резервы силового сопротивления по сравнению с плоскостными конструкциями. Эти резервы подробно изучали при длительном действии нагрузок. Одновременно выполняли теоретические исследования, обобщающие полученные результаты.

2. Результаты теоретических исследований [2]

Методом интегральных оценок осуществляется требуемая линеаризация задачи, временная фиксация неравновесных признаков деформирования. Принимаются гипотеза о малости деформаций и гипотеза плоских сечений. Обосновывается гипотеза об аддитивности причин и следствий деформирования.

С помощью метода интегрального модуля деформаций В.М.Бондаренко в сочетании с методом итераций уточняется напряженное состояние с учетом всех видов перераспределения усилий и напряжений в сечениях элементов конструктивных систем. Более нагруженные компоненты сечений разгружаются, а менее нагруженные – догружаются. Это выражается трансформациями эпюр усилий и напряжений и представляет собой одно из проявлений адаптационной приспособляемости конструкций.

В статически неопределимых конструкциях, у которых распределение усилий обусловлено характером изменения жесткости, помимо процесса внутренних итераций, требуемого для уточнения жесткостей, необходим сочетающийся с ним процесс внешних итераций, уточняющий по данным жесткостям закон распределения усилий. На каждом этапе приближения правомерно использование аппарата линейной строительной механики. При этом потери энергии учитываются в уравнениях баланса работ автоматически снижением расчетных модулей деформации.

В качестве аппроксимирующей функции, описывающей диаграмму нелинейного деформирования древесины, принята параболическая зависимость Ф.И.Герстнера. Сложность процесса деформирования древесины во времени учитывается методом А.Р. Ржаницына, предусматривающим разбиение процесса деформирования на три стадии. Решение уравнений, соответствующих каждой стадии, используются для составления уравнений механического состояния для них. Длительный (временной) модуль деформации представляется с использованием методики С.Е. Фрайфельда для линейной постановки задачи.

На основании изложенных предпосылок и приёмов составляются выражения для интегрального модуля деформаций, используемые затем непосредственно при расчете оболочки в процессе итераций.

Выводы

Результаты многочисленных расчетов сопоставлены с экспериментальными данными и получены картины перераспределения усилий и напряжений на любом этапе нагружения или выдержки во времени.

1. Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Преображенская И.П. Клееные деревянные конструкции с узлами на клеенных стержнях в современном строительстве. М., 2013. 300 с.

2. Пятикрестовский К.П. Силовое сопротивление пространственных деревянных конструкций при кратковременных и длительных нагрузках: автореф. дис. докт. техн. наук. М., 2011. 44 с.

К.П. Пятикрестовский, ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко – ОАО «НИЦ «Строительство»

K.P. Pyaticrestovsky

NONLINEAR STRAINS OF STATICALLY INDETERMINATE TIMBER STRUCTURES

Statically indefinable wooden designs are considered at asymmetrical loadings. Properties of wood and designs from it – creep, adaptability, survivability for perception of long loadings, including beyond design basis are used. Redistribution of efforts allows to receive economy of materials and to ensure safety of constructions. The algorithm of calculation and creation of settlement models in relation to spatial designs in the form of ridge covers are given. The method of the integrated module of deformations is used.

Keywords: *wooden designs, asymmetrical loadings, beyond design basis loadings, safety of a construction, ridge covers.*

K.P. Pyaticrestovsky, Central Scientific and Research Institute for Building Structures named after V.A.Kucherenko – JSC “NITS «Stroitelstvo»

УДК 69.04

А.Г. Тамразян, Л.А. Аветисян

К НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН, РАБОТАЮЩИХ В УСЛОВИЯХ ТЕРМОСИЛОВЫХ ЗАГРУЖЕНИЙ ПРИ СРАВНИТЕЛЬНОЙ ОЦЕНКЕ ЖИВУЧЕСТИ ЗДАНИЙ

В статье рассматривается специфика расчетов внецентренно сжатых железобетонных колонн при динамических нагрузках и огневых воздействиях.

Ключевые слова: огнестойкость, прогрессирующее разрушение, железобетонные колонны, живучесть, динамические нагрузки.

Железобетонные конструкции при оценке живучести зданий помимо жесткости и трещиностойкости должны быть проверены также на требуемые пределы огнестойкости. Вместе с тем в таких расчетах не принимаются во внимание аварийные ударные воздействия, являющиеся следствием обрушения конструкций при пожаре или взрыве.

Использование концепции динамического расчета конструкций при огневых воздействиях дает возможность уточнить оценку стойкости зданий к прогрессирующему разрушению.

В связи с этим в статье показана специфика расчетов внецентренно сжатых колонн, при динамических нагрузках и огневых воздействиях.

Для решения этой задачи покажем последовательность расчетов несущей способности железобетонных колонн при разных расчетных схемах:

- при продольном сжатии:

$$N = \varphi (R_b \cdot A + R_s \cdot A_{s,tot}) ; \quad (1)$$

- при внецентренном сжатии:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R'_{sc} A'_s (h_0 - a') . \quad (2)$$

Условная критическая сила определяется по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} , \quad (3)$$

где D – жесткость железобетонного элемента в предельной стадии;

$$D = \frac{0,15 E_b \cdot I}{\varphi(0,3 + \delta e)} + 0,7 E_s I_s . \quad (4)$$

В расчетах по методике [1] нужно учесть то обстоятельство, что при высоких температурах будет варьироваться именно жесткость элемента.

Поведение бетона при динамическом воздействии может быть различным. Многократные эксперименты показали, что динамическая прочность внецентренно сжатых железобетонных элементов выше, чем их прочность при статическом нагружении [2]. Это повышение во многом зависит от физико-механических свойств арматурной стали, от содержания ее в сжатой зоне железобетонных элементов и от эксцентриситета приложенной нагрузки (в случае малых эксцентриситетов превышение прочности обусловлено способностью бетона и арматуры сжатой зоны к динамическому упрочнению при сжатии, а больших эксцентриситетов - главным образом, способностью к

динамическому упрочнению растянутой арматуры). Наибольшее превышение отмечается в тех железобетонных элементах, где наибольший процент армирования. Это объясняется повышенной долей участия арматуры в динамическом деформировании внецентренно сжатых элементов.

Исследований железобетонных внецентренно сжатых элементов при продольной динамической нагрузке очень мало. При расчетах внецентренно сжатых элементов при динамических нагрузках расчеты должны осуществляться не только в упругой, но и в пластических стадиях. При расчете конкретных элементов нужно получить решение задачи с учетом деформированной схемы конструкции. Это обстоятельство, вместе с учетом пластической работы элементов, позволяет выявить действительную работу конструкции и тем самым вскрыть резерв их динамического деформирования, поскольку немалая доля подводимой внешней энергии затрачивается на работу изгиба элемента и пластических деформаций, прежде чем конструкция разрушится. Однако весь этот эффект может компенсироваться резким понижением динамической прочности бетона и арматуры при огневых воздействиях.

Рассмотрим расчет железобетонной колонны для приведенных случаев. Исходные данные: сечение 40x40 см; расчетная длина колонны $L_0 = 3,0$ м; класс бетона В40; средняя плотность в сухом состоянии (гранитный щебень) $\rho_{oc} = 2330$ кг/м³; весовая влажность $w = 2,5\%$; арматура 4Ø25 А400, толщина защитного слоя $a_0 = 40$ мм; нормативная нагрузка $N = 3000$ кН.

Здесь разрушение начинается с достижения предела текучести в растянутой арматуре и завершается раздроблением бетона сжатой зоны при развитии пластических деформаций в растянутой арматуре.

Задаваясь интервалами времени τ_1, \dots, τ , можно определить несущую способность железобетонных колонн при обогреве с четырех сторон:

$$N_{p,t,\tau} = \varphi_{tem} (R_{bt} \cdot A_{я} + R_{scu} \cdot A_{s,tot} \cdot \gamma_{s,t}). \quad (5)$$

При этом для каждого интервала находят $b_{я}$ и $h_{я}$, для тех же интервалов времени определяется температура стержней и коэффициент γ_{st} . Затем строится график снижения несущей способности колонны в условиях пожара.

Расчет несущей способности внецентренно сжатой колонны при огневом воздействии производится по [3]:

$$N_e \leq R_{bt} b x (h_0 - 0.5x) + R_{sct} A_s' (h_0 - a'). \quad (6)$$

Нагревание бетона свыше 100°С обычно приводит к появлению в его структуре дефектов и снижению прочности. Особенно, как это показано в [4], может понизиться динамическая прочность бетона k_{bt}^d (рис. 1).

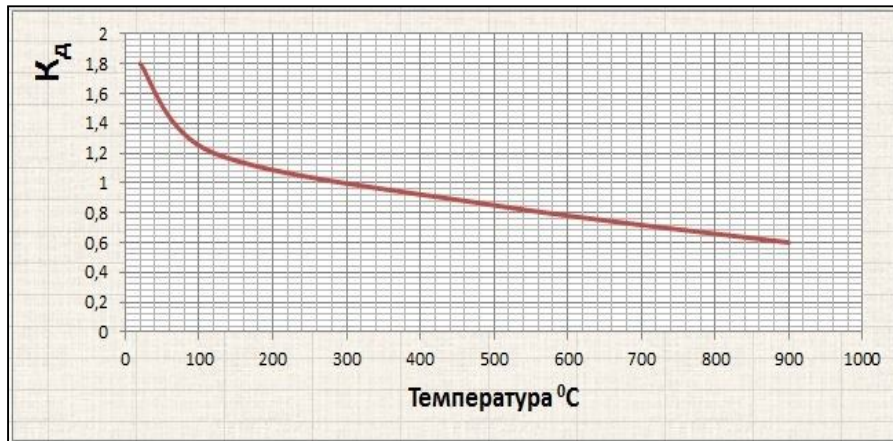


Рис. 1. График зависимости коэффициента динамичности бетона k_d от температуры

Статическая форма прогибов $F_1(z)$ и функция динамичности $T_1(t)$ определяются из следующих уравнений [5], но с учетом фактора температуры:

$$D_{1T} \omega_1^{IV}(z) + N \ddot{\omega}(z) = 1 ; \quad (7)$$

$$\ddot{T}(t) + \omega_{N1t}^2 T_1(1) = \omega_{N1t}^2 f(t) . \quad (8)$$

Круговая частота колебаний принимается равной:

$$\omega_{N1t} = \omega_1 \sqrt{1 - \frac{N}{P_{1,cr}}} , \quad (9)$$

$$P_{1,cr} = \frac{\pi^2}{l_0^2} D_{1t} ,$$

где $D_{1t} = E_{bt} I_{II}$,

(10)

E_{bt} - модуль упругости бетона при температурном воздействии.

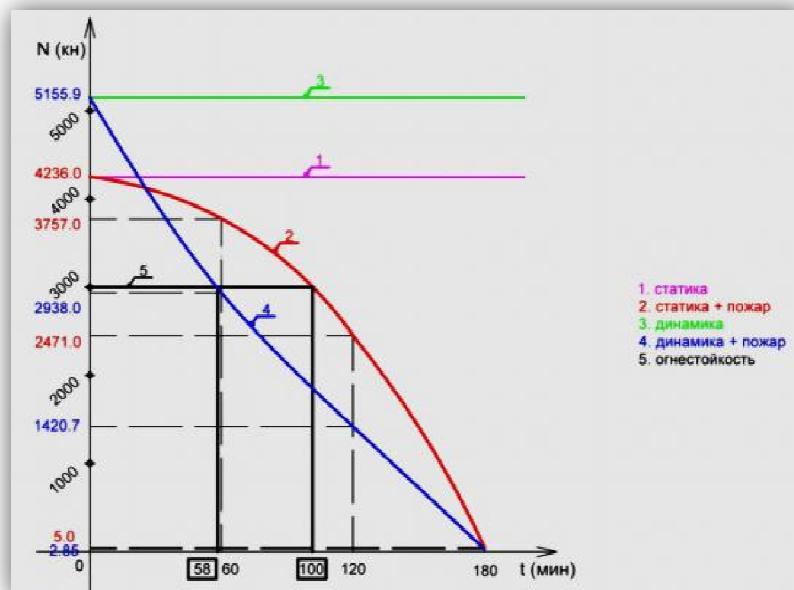


Рис. 2. Изменение несущей способности железобетонной колонны, работающей в условиях термосиловых нагрузок

Именно жесткость элемента обеспечивает связь между расчетами в нормальных условиях и при огневых воздействиях.

Обобщая данные, которые получены из расчетов несущей способности колонны для рассмотренных четырех случаев, построен график (рис.2).

Выводы

Огнестойкость колонны при динамических нагрузках снизилась со 100 мин до 58 мин (42%), что может привести к ненормированному преждевременному разрушению.

Необходимо в расчетах на живучесть проверить возможность прогрессирующего обрушения зданий на возникающие при этом динамические нагрузки с учетом резкого понижения огнестойкости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М.: Минрегион России, 2003. 114 с.

2. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. М.: Стройиздат, 1970. 270 с.

3. МДС 21-2.2000. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. Второе издание. М.: ГУП НИИЖБ, 2000. 92 с.

4. Тамразян А.Г., Мехрализадех Б.А. Особенности проявления огневых воздействий при расчете конструкций на прогрессирующее разрушение зданий с переходными этажами // Пожаровзрывобезопасность. 2012. №12. С. 41-44.

5. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия: справочник проектировщика / под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. М.: Стройиздат, 1981. 215 с.

А.Г. Тамразян, д-р техн. наук, действительный член РИА, проф.,
Московский государственный строительный университет

Л.А. Аветисян, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций Московского государственного строительного университета

A.G. Tamrazyan, L.A. Avetisyan

**TO BEARING ABILITY OF THE FERROCONCRETE COLUMNS
WORKING IN THE CONDITIONS OF THERMOPOWER ZAGRUSHENY
AT THE COMPARATIVE ASSESSMENT OF SURVIVABILITY
OF BUILDINGS**

In article specifics of calculations is considered is non-central the squeezed ferroconcrete columns, at dynamic loadings and fire influences.

Keywords: flame-resistance, progressing destruction, ferroconcrete columns, survivability, dynamic loadings.

A.G. Tamrazyan, Doctor of Technical Sciences, Professor, full member of RIA, Moscow State Construction University

L.A. Avetisyan, Postgraduate Student of Chair of Ferroconcrete and stone designs, Moscow State Construction University"

УДК 69.04

В.С. Федоров, В.Е. Левицкий, И.А. Соловьев

**ПРОБЛЕМЫ РАСЧЕТА ФАКТИЧЕСКОЙ ОГНЕСТОЙКОСТИ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

В работе приведен обзор существующих методов расчета огнестойкости, проанализированы и выявлены необходимость использования современных нелинейных расчетных методов, учета пространственной работы конструкций, а также ограничений продольных деформаций.

Ключевые слова: живучесть зданий и сооружений, огневые воздействия, огнестойкость, ограничение деформаций.

В настоящее время интенсивность развития современных городов, рост темпов и объёмов строительства, а также непрерывно возрастающая сложность возводимых сооружений, степень их ответственности, определяемая этажностью здания, массовым скоплением людей, стоимостью технологического оборудования, увеличение нагрузок и пролётов предполагает значи-

тельное внимание уделять вопросам обеспечения конструктивной и экологической безопасности зданий и сооружений при различных проектных и за-проектных воздействиях. В связи с этим ещё на стадии разработки проектных решений необходимо предусматривать проведение комплексной диагностики возможных аварийных ситуаций, прежде всего пожаров. Из-за возрастания общего количества пожаров и величины ущерба от них появилась необходимость совершенствования методов расчёта огнестойкости несущих конструкций.

Вместе с тем определение фактического предела огнестойкости является нетривиальной задачей. Наиболее достоверным способом решения данной задачи, несомненно, является огневое испытание натуральных моделей конструкций в условиях стандартного пожара. Однако данный вид испытания является достаточно дорогим, а для широкого спектра конструкций вообще невозможным из-за ограниченных размеров имеющихся огневых камер.

Выходом из сложившейся ситуации может служить только определение пределов огнестойкости расчетными методами, опираясь на предыдущие испытания отдельных элементов конструкций [1, 2]. Основным препятствием для выполнения расчетов огнестойкости является практически полное отсутствие необходимой нормативной базы. В настоящее время в отечественной практике для определения пределов огнестойкости железобетонных конструкций используются в основном три нормативных документа: Пособие по определению пределов огнестойкости [3], МДС-2001 [4] и СТО-2006 [5]. Из них наибольшее применение приобрели документы [3] и [4]. Причиной этому послужила значительная сложность расчетных методик для определения пределов огнестойкости, приведенных в [5]. Вместе с тем необходимо четко представлять, что определение предела огнестойкости не может быть простой задачей и, соответственно, не может сводиться к простому нормированию минимального размера элемента и величины защитного слоя бетона.

Метод определения фактического предела огнестойкости только по величине защитного слоя бетона, предусмотренный в [3], следует считать анахронизмом, поэтому в настоящее время предпринимаются попытки внедрить новые методы расчета, предусмотренные в [4] и [5]. Нормативный документ [4] следует считать переходным, так как данный документ содержит как «старые», так и «новые» методы расчета. В нормативном документе [5] содержатся только расчетные методы определения огнестойкости, таким образом, переход в отечественной нормативной документации к расчетным методам определения огнестойкости с 2006 года можно считать завершенным (документы [3] и [4] отменены), однако в практической деятельности инженерами по-прежнему применяются все вышеперечисленные документы. Необходимо также отметить, что в европейских странах достаточно давно действует Eurocode2, в котором содержатся расчетные методы определения пределов огнестойкости, в том числе не имеющие аналогов в российской норма-

тивной литературе (например, определение огнестойкости с учетом действительной пожарной нагрузки в помещении).

Традиционные методы расчётной оценки огнестойкости железобетонных конструкций [1, 2, 4, 6] основаны на анализе предельной стадии работы опасного сечения в процессе нагрева и сравнении его несущей способности с усилиями от внешней нагрузки. Эти методы могут сравнительно эффективно применяться при решении лишь ограниченного диапазона задач, поскольку механизм разрушения сечения, необходимый для определения его несущей способности, не всегда бывает известен заранее, а внутренние усилия в геометрически нелинейно деформируемых или статически неопределимых конструкциях зависят от фактических значений их жесткостных характеристик и перемещений при нагреве.

Для преодоления отмеченных недостатков необходимо развитие методов расчёта огнестойкости, основанных на численном моделировании фактического напряжённо-деформированного состояния конструкций при нагреве и позволяющих осуществлять оценку огнестойкости по деформационным критериям, а при необходимости определять внутренние усилия в конструкциях по фактическим значениям их жесткостных характеристик и перемещений при нагреве [7].

Для получения достоверных результатов численное моделирование основано на использовании нелинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры при нагреве. Анализ диаграмм, представленных в нормативной и научной литературе [4, 8], показывает, что они получены в основном по результатам испытаний образцов при нагружении после нагрева до заданных температур, однако в действительности при пожаре несущие железобетонные конструкции подвергаются нестационарному нагреву в нагруженном состоянии.

В работах [7, 9] предложены уравнения связи напряжений и деформаций бетона и арматуры, учитывающие условия нагрева в нагруженном состоянии, в связи с чем предельные деформации при нагреве под нагрузкой *почти в два раза* превышают деформации, полученные при нагреве с последующим нагружением, и достаточно хорошо согласуются с экспериментальными данными.

Кроме того, принятая экспоненциальная форма записи позволяет обеспечить единую структуру соотношений термомеханической модели, отвечает требованиям непрерывности и дифференцируемости, связана с использованием минимального количества нормируемых параметров, получаемых из стандартных испытаний, благодаря чему не создаёт трудностей при трансформации диаграмм, позволяет использовать в нелинейном расчёте непосредственно коэффициенты изменения секущего модуля, которые удобным образом вписываются в компоненты матрицы жесткости элемента, а также даёт возможность переходить в расчёте от секущих к касательным модулям.

Предлагаемые методики описания диаграмм термомеханического состояния адаптированы к использованию как в расчёте по предельным усилиям, так и в численных расчётах на основе деформационной модели, в том числе с использованием современных автоматизированных расчётных комплексов (например, ПК ЛИРА, ANSYS и т.д.). Также необходимо отметить, что точность решения зависит от размеров конечно-элементной сетки, учитывая геометрию сечения и распределение температурного поля.

Еще одной сложностью оценки фактической огнестойкости конструктивной системы зданий и сооружений является перераспределение НДС по всем элементам конструкции при высокотемпературном воздействии. Расчет производится шаговым методом с учетом изменения температурного поля по времени и соответственно жесткостных характеристик сечений. Учет фактора совместной работы конструкций при пожаре – один из путей возможного повышения живучести железобетонных элементов. В качестве первого этапа рекомендуется выяснить температурные распорные усилия, возникающие при пожаре[9, 10].

Из исследований [10, 11] видно, что при пожаре меняется не только НДС железобетонных элементов конструкций, на которые этот пожар действует, но и НДС смежных элементов начинает меняться. Так же понятно, что для определения фактической огнестойкости необходимо использовать нелинейные методы расчета, в частности нелинейную деформационную модель не только при оценке прочности сечений железобетонных элементов конструкций, но и при статическом расчете сооружения в целом[9].

Исследования, посвященные решению вышеуказанных задач, ведутся на кафедре «Строительные конструкции, здания и сооружения» Московского государственного университета путей сообщения (МИИТ).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ENV 1992-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules – Structural fire design. Brussels: CEN 1992.
2. Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре. М.: Стройиздат, 1998. 304 с.
3. Пособие по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня и групп возгораемости материалов в части железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1985.
4. МДС 21.2-2000. Методические рекомендации по расчёту огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. Второе издание. М.: ГУП НИИЖБ, 2000. 92 с.
5. СТО 36554501-006-2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. М., 2006.

6. Яковлев А.И. Расчёт огнестойкости строительных конструкций. М.: Стройиздат, 1988. 143 с.

7. Фёдоров В.С., Левитский В.Е. Численные исследования огнестойкости железобетонных плит и колонн на основе деформационной модели // Вестн. отд-ния строительных наук РААСН. Владивосток, 2006. С. 243-254.

8. Фомин С.Л. Основные положения оценки огнестойкости железобетонных зданий // Юбилейные научные чтения по проблемам теории железобетона (наука, технология, производство), посвящённые 80-летию Бондаренко В.М. М.: МИКХиС, 2005. С. 90-99.

9. Огнестойкость и пожарная опасность строительных конструкций / В.С. Федоров, В.Е. Левитский, И.С. Молчадский [и др.]. М.: АСВ, 2009. 408 с.

10. Ключева Н.В., Тамразян А.Г. К влиянию ограниченных температурных деформаций железобетонных изгибаемых элементов на живучесть зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 12. С. 49-51.

11. Фомин С. Л., Наджафи Рухоллах. Учет пространственной работы фрагмента каркасного монолитного здания при пожаре // Науковий вісник будівництва. Вип. 54. Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2009. С. 122-130.

В.С. Федоров, д-р техн. наук, проф., завкафедрой «Строительные конструкции, здания и сооружения» Московского государственного университета путей сообщения (МИИТ)

В.Е. Левитский, канд. техн. наук, доц. кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения» Московского государственного университета путей сообщения (МИИТ)

И.А. Соловьев, аспирант кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения» Московского государственного университета путей сообщения (МИИТ)
(e-mail: ilya20sol@gmail.com)

V.S. Fedorov, V.E. Levitsky, I.A. Solovyov

REAL FIRE-RESISTANCE OF BUILDINGS AND STRUCTURES DESIGN PROBLEMS

This article gives an overview of the existing design methods for fire-resistance. Analyzed and discovered necessity of using up to date non-linear de-

sign methods, considering spatial operation of structures, and longitudinal deformation limits.

Key words: *endurance, fire exposure, fire-resistance, deformation limitation.*

V.S. Fedorov, Doctor of Engineering, Professor, Department chair "Construction designs, buildings and constructions" of Moscow State University of Means of communication (МИИТ)

V.E. Levitsky, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of chair "Construction designs, buildings and constructions" of Moscow State University of Means of communication (МИИТ)

I.A. Solovyov, Postgraduate Student of chair "Construction designs, buildings and constructions" of Moscow State University of Means of communication (МИИТ) (e-mail: ilya20sol@gmail.com)

УДК 624.012.045

В.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Н.В. Ключева

КОМПЬЮТЕРНАЯ РЕАЛИЗАЦИЯ МЕТОДА ФИЗИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА¹

Предложены аналитические зависимости для расчета железобетонных конструкций в виде физических моделей сопротивления, позволяющие оценивать их прочность, жесткость и трещиностойкость с учетом физической и геометрической нелинейности, многоуровневых процессов трещинообразования при несовместных деформациях бетона и арматуры и нарушении сплошности материала и алгоритм компьютерной реализации таких моделей.

Ключевые слова: *железобетонные конструкции, физические модели сопротивления, механика разрушения, механика железобетона*

¹ Работа выполнена при финансовой поддержке Гранта Президента РФ МД-6533-2013.8.

Построение предлагаемого расчетного аппарата выполнено на основе создания физических моделей сопротивления. Под физической моделью сопротивления (ФМС), как и в [1], понимается некоторый идеализированный объект, отражающий физическо - механическое существо явлений, происходящих при сопротивлении железобетонной конструкции силовым и деформационным воздействиям. В качестве альтернативного может использоваться понятие «расчетная схема плюс исходные предпосылки и определяющие уравнения». Четкое структурирование расчетных предпосылок в физической модели сопротивления позволяет более гибко использовать достижения в области смежных дисциплин механики твердого деформируемого тела (в том, числе активно развивающейся в последние годы механики разрушения) на основе их синтеза. Термин ФМС в какой-то мере определяет цель и задачи исследования, которые и заключаются в экспериментально-теоретической разработке расчетного аппарата железобетона, наиболее полно отражающего его действительное напряженно-деформированное состояние при несовместных деформациях бетона и арматуры и нарушении сплошности бетона.

Анализ стержневой системы, с учетом отмеченного, показывает, что для ее расчета можно выделить три физические модели сопротивления (рис. 1): ФМС 1, описывающую напряженно-деформированное состояние элементов железобетонных конструкций, в которых образуются только нормальные трещины; ФМС2 – то же, при наличии наклонных трещин и ФМС3, отражающую особенности сопротивления и необходимость учета податливости узлов сопряжения.

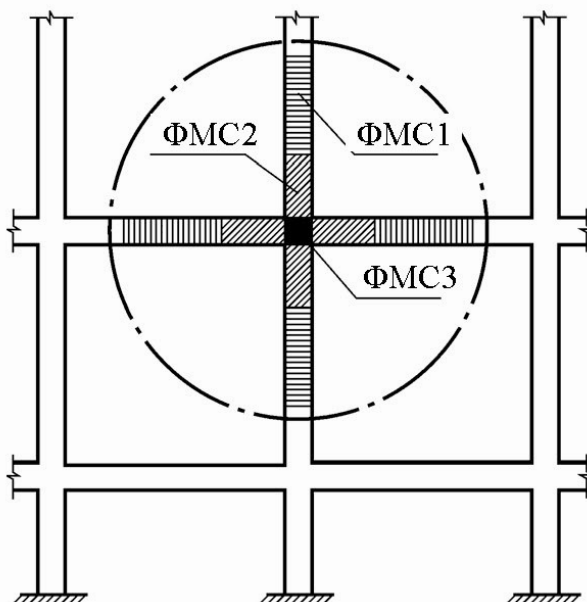


Рис. 1. Физические модели сопротивлений железобетонных конструкций:
 ФМС1 — для зоны $M > M_{crc}, Q < Q_{crc}$; ФМС2 — для зоны $M > M_{crc}, Q \geq Q_{crc}$;
 ФМС3 — для узловой зоны

Такая иерархия членения системы на физические модели сопротивления введена на основе накопленного опыта исследований железобетонных конструкций. Традиционно, как правило, отдельно исследовались элементы в зоне нормальных трещин, в зоне наклонных трещин и узлы сопряжения элементов. При расчете стержневых систем наиболее естественно геометрию реального объекта принять в виде стержня, а особенности сопротивления отдельных сложных зон выявить с помощью более сложных моделей (в том числе с учетом объемного НДС) с тем, чтобы впоследствии передать их интегральные выходные параметры основной стержневой модели. Таким образом, построение расчета ведется на основе использования многоуровневой расчетной схемы. Накопленный опытный материал исследований железобетонных конструкций, исчисляемый сотнями и тысячами образцов, безусловно, является фундаментом построения физических моделей сопротивления.

Наиболее полный анализ экспериментов и разработка на этой основе теории деформирования железобетона были выполнены проф. Мурашевым еще в пятидесятых годах прошлого столетия. Его предложение об учете концентрации деформаций арматуры в трещине и работы растянутого бетона между трещинами через интегральный параметр ψ_s было настолько удачным, что в сочетании с гипотезой плоских сечений (принятой им для средних деформаций бетона и арматуры) до настоящего времени находит отражение в действующих нормах. В то же время тщательный анализ экспериментальных данных позволил профессору Немировскому выявить заметную невязку внешних и внутренних усилий в поперечном сечении стержневого железобетонного элемента (рис. 2), рассчитываемого по теории Мурашева. Причиной этой невязки Немировский считал неучет работы растянутого бетона над трещиной.

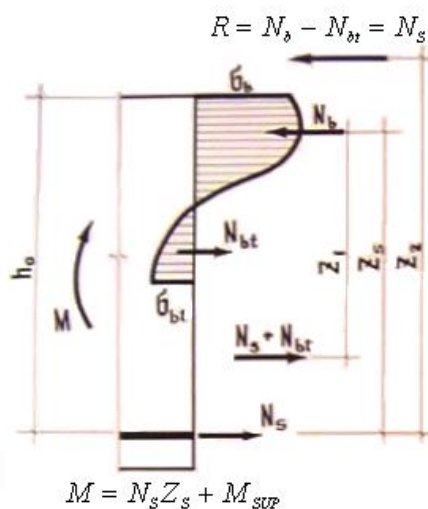
Однако, как показали дальнейшие исследования, в ряде случаев невязка была настолько значительной, что уравновесить ее только учетом работы растянутого бетона над трещиной не представлялось возможным. Поэтому, вполне обоснованным было обратить внимание на эффект, который проявляется в железобетонном элементе при нарушении сплошности бетона.

Характер эпюр деформаций бетона вдоль оси арматуры, полученных в собственных опытах авторов с разнообразными датчиками, а также в опытах других исследователей, показывает, что в зонах, прилегающих к трещине, деформации растяжения бетона переходят в деформации укорочения, касательные напряжения сцепления также изменяют знак. Лавинообразное раскрытие трещин (которое после нарушения сплошности материала можно рассматривать, как концентрированное деформационное воздействие) по треугольному профилю, характерному для бетонного элемента в железобетоне, сдерживается арматурой. Здесь профиль трещины более сложный, с максимальным раскрытием выше уровня расположения арматурного стержня. В результате в системе, состоящей из бетонных блоков и арматуры, в окрестно-

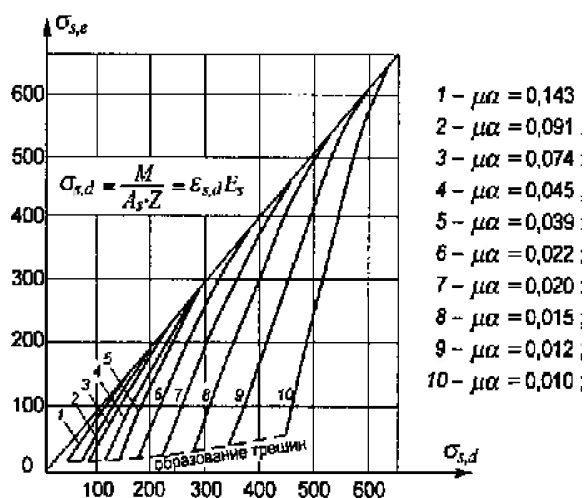
сти трещин возникают реакции по контакту бетона и арматуры, названные здесь эффектом нарушения сплошности или деформационным эффектом.

Задавая деформационные воздействия в численных экспериментах, получена картина напряженно-деформированного состояния, аналогичная опытной. Анализ напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента между трещинами с привлечением традиционных диаграмм $\sigma - \varepsilon$, полученных по опытным данным, показывает, что текучесть арматуры достигается не в j -м сечении, где ее деформации максимальны, а в сечении с трещиной.

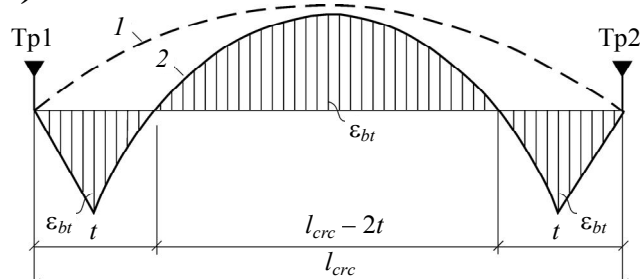
а)



б)



в)



г)

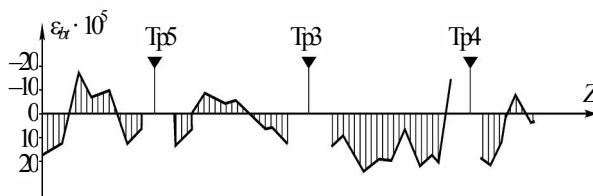


Рис. 2. К анализу сопротивления растянутого бетона над трещиной:

а – эффект дополнительного момента M_{sup} в сечении конструкции; б – зависимости $\sigma_s - \sigma_{sd}$ при различных значениях $\mu\alpha$; в – к анализу эпюры $\varepsilon_{bt}(x)$; г – опыты, обработанные Я.М. Немировским

Дело в том, что в j -м сечении арматура находится в сжимающем поле бетона и площадка текучести здесь повышается на $\Delta\sigma$. Этим объясняется целый ряд экспериментальных данных, где при значительных a_{crc} сопротивление железобетонной конструкции еще не исчерпывается.

Всплеск напряженно-деформированного состояния в железобетонном элементе после нарушения сплошности бетона может быть описан с привле-

чением зависимостей механики разрушения. Анализ зоны предразрушения показывает, что традиционные диаграммы $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$ реализуются здесь при ограниченных значениях деформаций, т.е. с учетом ниспадающей ветви опыты Хиллирборга-Модера-Петерсона, Бажанта, Чубрикова и др. В качестве аналога зависимости $\sigma_i - \varepsilon_i$ в механике разрушений может быть использована зависимость K_g^2 . Тогда новые константы бетона выражаются как некоторые точки этих диаграмм. Кроме того, т.к. они выражаются согласно зависимостям механики разрушения через традиционные характеристики бетона R_b, E_b , то уже сегодня эти константы могут быть занормированы.

В дальнейшем, связывая эти константы с податливостью предложенного авторами [2] двухконсольного элемента (ДКЭ), выделенного в окрестности трещины, отыскивается отмеченный всплеск напряженно-деформированного состояния. Податливость ДКЭ связана с перемещениями всего железобетонного стержня. Таким образом, обеспечивается методологическая взаимосвязь первого и второго предельных состояний. Ввиду наличия четкого физического смысла и обзримости зависимостей механики разрушения они могут быть включены непосредственно в разрабатываемые физические модели сопротивления, тем более, что используемый здесь ДКЭ распространяется на любые случаи напряженно-деформированного состояния. Что касается сжатия бетона, то, оставаясь в рамках традиционной диаграммы $\sigma_i - \varepsilon_i$, учет нарушения сплошности бетона после границы $R_{cr,c,v}$ позволяет отказаться от использования понятия депланации бетона и вернуть диаграмму $\mu(\lambda) - \varepsilon_i$ в привычные ограничения $\mu(\lambda) < 0,5$.

Принимая в целом расчетную схему железобетонного элемента в виде стержня, нельзя рассчитывать на получение строгого решения применительно к околоарматурной зоне. Поэтому, если вернуться к структурной схеме этой зоны (рис. 3), то решение этой задачи следует рассматривать на уровне объемного напряженно-деформированного состояния в виде соответствующей математической модели, а затем выходные интегральные параметры «передать» стержневой модели.

Из расчетной схемы первого уровня определяются деформации арматуры в сечении с трещиной. Затем из расчетной схемы второго уровня (в виде ДКЭ) определяются сдвигающие усилия в окрестности трещины. После этого через зависимости сцепления осуществляется переход к произвольному сечению с координатой Z . При этом, как следует из рис. 3, к решению задачи объемного сопротивления околоарматурной зоны привлекаются статические, геометрические и физические уравнения теории пластичности бетона (с использованием рассмотренного деформационного варианта), а также группа уравнений трещинообразования. Полученные при этом дифференциальные уравнения поддаются непосредственному интегрированию.

В итоге располагаем всеми составляющими напряженного и деформированного состояния, что дает возможность определять не только поперечные трещины, но и радиальные, и продольные, и ввести более обоснованные критерии эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций.

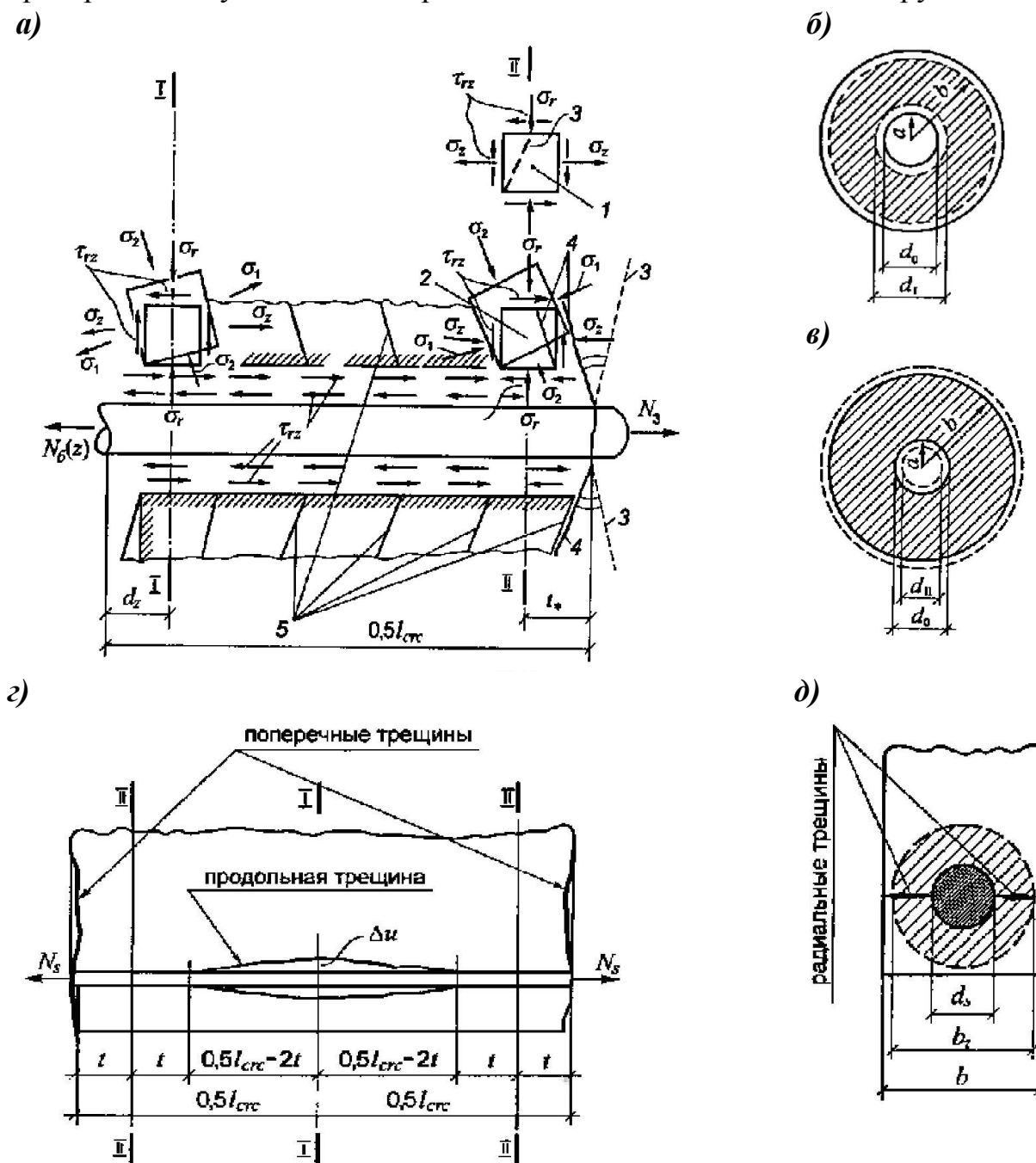


Рис. 3. Особенности сопротивления околоарматурной зоны: *a* – напряженно-деформированное состояние сечений I–I и II–II соответственно; *б*, *в* – деформирование бетонной матрицы в сечениях I–I и II–II соответственно; *г* – к анализу продольных трещин в окрестности сечения I–I; *д* – характер разрушения от радиальных трещин в окрестности сечений II–II; 1, 2 – НДС до и после появления трещин соответственно; 3, 4 – направление микротрещин и макротрещин соответственно; 5 – схема деформирования бетона

Приведенный анализ позволил применительно к построению варианта деформационной теории пластичности бетона и ФМС1 обобщить и сформулировать следующие расчетные предпосылки.

1. До образования макротрещин бетон рассматривается как изотропный, физически нелинейный материал.

2. Макротрещины в бетоне образуются из-за отрыва перпендикулярно главным деформациям удлинения.

3. Образование трещин в бетоне и его разрушение описываются различными теориями прочности, связанными с параметрами $\varepsilon_{b,1}$ и $\gamma_{окт}$ соответственно. Образование трещин происходит после достижения деформациями крайних растянутых волокон бетона в поперечном сечении предельных значений $\varepsilon_{bt,u}$, при этом до момента разрушения выделяется несколько уровней трещинообразования.

4. После появления трещин бетон рассматривается как изотропный материал лишь в пределах блоков между трещинами; в целом же он представляется как не сплошной материал, для которого в зонах включающих трещину привлекаются зависимости, аналогичные принятым в механике разрушения.

5. При построении варианта деформационной теории пластичности бетона предъявляется требование возможности непосредственного перехода зависимостей напряжения–деформации к условию прочности (деформационному) и учета ниспадающей ветви деформирования.

6. Учитывается зависимость предельной деформации бетона от вида напряженного состояния как функции отношения I инварианта тензора деформаций ко II инварианту девиатора деформаций.

7. Для деформаций (средних, если трещины уже появились) растянутой арматуры и сжатого бетона справедлива гипотеза плоских сечений. В качестве расчетного принимается сечение со средней высотой сжатой зоны x_m , соответствующей средним деформациям.

8. Раскрытие трещин рассматривается как накопление относительных взаимных смещений бетона и арматуры на участках между трещинами (в том числе от дополнительных деформационных воздействий, вызванных нарушением сплошности материала), суммируемых с абсолютными деформациями арматуры в зонах ее текучести (уточненная гипотеза Томаса).

9. Связь между напряжениями сцепления τ_q и относительными взаимными смещениями ε_q принимается в виде диаграммы $\tau_q — \varepsilon_q$, получаемой в результате проецирования основной диаграммы $\sigma_i — \varepsilon_i$ на оси τ_q и ε_q [3].

10. Соппротивление расчетного сечения считается исчерпанным, если: деформация крайних сжатых волокон бетона или деформация растянутой арматуры достигают предельных значений; происходит нарушение силового равновесия; происходит разрушение от потери сцепления из-за радиальных трещин.

Принятие этих предпосылок соответствует замене реальной железобетонной конструкции физической моделью сопротивления. Сохраняя преимущества традиционного подхода к осреднению напряженно-деформированного состояния бетонного блока между трещинами, расчетные параметры ФМС 1 насыщаются новым содержанием, включающим элементы механики разрушения. Главным отличием стадий НДС от традиционных является то, что процесс трещинообразования продолжается до момента разрушения. При этом выделяется не один (как в теории проф. В.И. Мурашева), а несколько уровней трещинообразования, учитываются взаимные смещения арматуры и бетона, деформационный эффект, особенности наступления текучести арматуры и т. п.

Расчетная схема применительно к ФМС 2 вытекает из анализа целого ряда экспериментов, впервые была использована в работах НИИСК и практически одновременно в работах проф. Залесова, а затем была развита его последователями. Однако до проведения настоящих исследований применительно к рассматриваемой схеме не были решены по меньшей мере три проблемных вопроса: во-первых, не ясным оставался вопрос с теоретическим определением наполнения эпюр нормальных и касательных напряжений как переменных параметров; во-вторых, не была решена проблема об отыскании наиболее опасной наклонной трещины как функции многих переменных параметров, оказывающих влияние на ее расположение; в-третьих, оставалась открытой проблема определения жесткости железобетонных конструкций на участках с наклонными трещинами.

В подавляющем большинстве методов расчета использовался эмпирический подход. Теория же проф. Н.И. Карпенко основывается на методах теории упругости (пластичности), что не всегда удобно применительно к расчету стержней. Более того, в ней сохранена предпосылка проф. В.И. Мурашева о совместности деформаций бетона и арматуры, что противоречит работе материалов со столь различными характеристиками. Вводятся эмпирические коэффициенты, корректирующие расстояние между трещинами, поскольку теория основывается на одноуровневой схеме трещинообразования.

Первый вопрос был решен путем введения «механической модели» сопротивления бетона над опасной наклонной трещиной, вытекающей из анализа исследований о распределении местного напряженно-деформированного состояния, решений проф. Тимошенко, задачи о клине, упругопластического решения А. Р. Ржаницина о распределении касательных напряжений, полученное в форме Попковича, которые показывают, что форма эпюр касательных и нормальных напряжений здесь близка к прямоугольной. Наиболее важным оказалось найти ординаты этих эпюр как переменные параметры. Если «замкнуть» на выделенной в этой зоне призме основные параметры наклонного сечения, то она начнет «вращаться» при их изменении. Принятая модель отвечает требованиям плоского напряженного состоя-

ния в осях ХОУ, соответствует опытам Файлона с оптически активными покрытиями и увязывается с действительным характером изменения нормальных и касательных напряжений, в зависимости от величины относительного пролета среза. В качестве критерия разрушения принято условие достижения деформациями укорочения бетона ε_i своих предельных значений ε_{bu} .

Решение второго проблемного вопроса стало возможным благодаря взаимосвязи основных расчетных параметров наклонного сечения, входящих в рассматриваемую расчетную схему. Это исключило появление распадающихся отдельных групп уравнений и позволило найти проекцию опасного наклонного сечения как функцию многих переменных параметров, модернизированную по сравнению с работами [1, 4].

Привлекая условие экстремума функции многих переменных F и вытекающие из этого условия уравнения, выражающие равенство нулю ее частных производных, можно определить длину проекции опасного наклонного сечения c . Для этого выполним следующие процедуры. Выразим обобщенную нагрузку на стержневой элемент в виде опорной реакции R_{sup} :

$$R_{sup} = f(x, \sigma_{s,I}, \psi_s, x_{pl}, \sigma_{s(1),pl}, \psi_{s,pl}, x_g, N_s, Q_s, q_{x,ver}, q_{x,hor}, \sigma_b, k, \tau_{xy}, \omega, \sigma_y, \sigma_{y,pl}, P_{pl}, M_{cr,c,Q}, x_{cr,c}, \varphi_i, \lambda_i, c). \quad (2)$$

В функцию f входят параметры расчетной схемы ФМС 2, такие как: высота сжатого бетона (x и x_{pl}), напряжения в растянутой арматуре ($\sigma_{s,I}$ и $\sigma_{s(1),pl}$), коэффициент работы растянутого бетона (ψ_s и $\psi_{s,pl}$) в расчетном сечении в стадии нагружения и в пластической стадии соответственно; высота сжатого бетона над наклонной трещиной (x_g), усилие в продольной арматуре в продольном и поперечном направлении в месте пересечения ее опасной наклонной трещиной (N_s и Q_s соответственно); усилия в поперечной арматуре в продольном и поперечном направлении в месте пересечения ее опасной наклонной трещиной ($q_{x,ver}$ и $q_{x,hor}$ соответственно); σ_b и k – нормальные напряжения в сжатом бетоне и коэффициент, учитывающий плоское напряженно-деформированное состояние над опасной наклонной трещиной, соответственно; τ_{xy} и ω – касательные напряжения в бетоне над опасной наклонной трещиной и коэффициент заполнения эпюры касательных напряжений под наклонной трещиной в сечении I–I; σ_y и $\sigma_{y,pl}$ – вертикальные сжимающие напряжения в бетоне над опасной наклонной трещиной в стадии нагружения и в пластической стадии соответственно; P_{pl} – нагрузка, соответствующая переходу сжатого бетона в пластическую стадию; $M_{cr,c,Q}$ и $x_{cr,c}$ – момент образования наклонных трещин и высота сжатой зоны бетона в момент образования трещин в расчетном сечении соответственно; φ_i и λ_i – коэффициенты преобразования расчетных параметров и параметр Лагранжа.

Расчетные параметры, составляющие функцию F , связаны уравнениями, имеющими вид:

$$\left. \begin{array}{l} \varphi_1(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \\ \varphi_2(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \\ \dots\dots\dots \\ \varphi_m(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \end{array} \right\}, \quad (m < n), \quad (3)$$

тогда функция F и ее частные производные примут вид

$$F(x_1, x_2, \dots, x_n, \lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_m) = f(x_1, x_2, \dots, x_n) + \lambda_1 \varphi_1(x_1, x_2, \dots, x_n) + \lambda_2 \varphi_2(x_1, x_2, \dots, x_n) + \dots + \lambda_m \varphi_m(x_1, x_2, \dots, x_n); \quad (4)$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\partial f}{\partial x_1} + \lambda_1 \frac{\partial \varphi_1}{\partial x_1} + \lambda_2 \frac{\partial \varphi_2}{\partial x_1} + \dots + \lambda_m \frac{\partial \varphi_m}{\partial x_1} = 0 \\ \frac{\partial f}{\partial x_2} + \lambda_1 \frac{\partial \varphi_1}{\partial x_2} + \lambda_2 \frac{\partial \varphi_2}{\partial x_2} + \dots + \lambda_m \frac{\partial \varphi_m}{\partial x_2} = 0 \\ \dots\dots\dots \\ \frac{\partial f}{\partial x_n} + \lambda_1 \frac{\partial \varphi_1}{\partial x_n} + \lambda_2 \frac{\partial \varphi_2}{\partial x_n} + \dots + \lambda_m \frac{\partial \varphi_m}{\partial x_n} = 0 \end{array} \right\}. \quad (5)$$

В результате решения системы уравнений (5) получена зависимость для определения c :

$$c = \frac{D_1 \cdot D_2 + Q_s \cdot D_3}{N_s \cdot D_2 - 0,5 \cdot q_x^{ver} \cdot D_3}, \quad (6)$$

где

$$D_1 = (h_0 - x_B) \sqrt{R_s^2 A_s^2 - N_s^2}; \quad (7)$$

$$D_2 = -0,5(h_0 - x_B) R_{sx}^2 t^2; \quad (8)$$

$$D_3 = \sqrt{[R_{sx}^2 t^2 - (q_x^B)^2] [R_s^2 A_s^2 - N_s^2] - q_x^B N_s} (h_0 - x_B). \quad (9)$$

Дифференцирование выполнялось с использованием вспомогательных множителей λ_i . Физическая интерпретация полученного решения представляется так: среди множества наклонных сечений с трещинами найдется и такое, которому соответствует минимум несущей способности. Уместно заметить, что таким же образом отыскивается и местонахождение опасной наклонной трещины с максимальной шириной раскрытия и местонахождение наиболее опасного наклонного сечения по критерию образования наклонной трещины. Меняются лишь соответствующие критерии.

Определение жесткости стержневых железобетонных конструкций на участках с наклонными (в том числе пересекающимися) трещинами основывается на рассмотрении единичной полоски железобетонного элемента, как полоски составного стержня с учетом податливости продольных и попереч-

ных связей. Для этого вначале решается задача определения ширины раскрытия трещин. В ФМС2 учитывается «нагельный эффект» в местах пересечения арматуры наклонной трещиной.

Неоправданно мало внимания уделялось теоретическим исследованиям сопротивления узловой зоны, хотя известно, что разница между жестким и шарнирным сопряжением качественно изменяет картину деформирования сопрягаемых стержней (согласно предлагаемой иерархии эта зона описывается с помощью ФМС3. Если обратиться к предпосылкам, принятым в строительной механике, то расчетная схема ригелей и стоек на узловых участках принимается такой же, как и на свободных участках. Условность этой предпосылки очевидна, т.к., во-первых, не учитываются внутренние усилия в сечениях, проходящих по граням ригеля и стойки, и во-вторых, из рассмотрения исключаются области, в которых образуются трещины, оказывающие влияние на податливость узла. Исследования [2] показывают, что если провести сечение узла по граням ригеля и стойки, то распределение деформаций в них хотя и не соответствует гипотезе плоских сечений, но все же больше приближается к двухзначному, характерному для стержней, чем к сложному – присущему балкам-стенкам. Более того, отклонение от гипотезы плоских сечений наблюдается в основном во входящих углах узла и вызвано наличием здесь концентрации деформаций и напряжений. Представляется наиболее приемлемым учитывать такую концентрацию деформаций с помощью параметра $\psi_{ат}$ по физическому смыслу, аналогичному параметру ψ_s , введенному в теорию железобетона проф. В.И. Мурашевым.

Теперь, когда усилия в сделанных сечениях определены, можно переходить к определению перемещений выделенных этими сечениями узловых стержней и закрепленных в виде консолей относительно одного из сделанных сечений. В итоге представляется возможным оценить податливость узла относительно точки O – центра узла. При этом для первого варианта методики учет податливости достигается путем уточнения жесткости выделенных узловых стержней [2]. Для второго варианта учет податливости выполняется с помощью специального узлового элемента в точке O – центре узла. Следует заметить, что второй вариант использовался лишь в исследовательских целях. Для практических расчетов рекомендован первый вариант, тем более, что он позволяет учитывать прочность и трещиностойкость узла с единых методологических позиций.

Расчет систем стержневых железобетонных элементов выполняется с привлечением метода начальных параметров, при этом изогнутая ось стержня аппроксимируется кубическим сплайном. Жесткостные характеристики определяются с использованием разработанных ФМС. При расчете рам полученные зависимости метода начальных параметров реализуются в форме традиционных методов строительной механики – метода перемещений, смешанного метода.

Отличительной особенностью алгоритма предлагаемого расчетного аппарата является последовательная реализация расчета по модулям «сечение», «стержневой элемент, моделируемый с помощью ФМС», «система» (рис.4).

В результате дифференциальные уравнения с переменными коэффициентами заменяются алгебраическими. Представляется возможным учитывать: 1) несовместность деформаций бетона и арматуры и нарушение сплошности бетона; 2) использовать многоуровневую расчетную схему, что позволяет получить достаточно точное решение с одновременной его обобщимостью. Выбор определенного порядка решения задач трещиностойкости и жесткости позволяет при учете податливости продольных и поперечных связей в составном стержне исключить дифференциальные уравнения высоких порядков.

Для численной реализации предложенного метода физических моделей сопротивления привлекается ПЭВМ. Алгоритм реализуется в виде программы на языке высокого уровня, при этом используются готовые ядра программ MathCAD, MathLAB для решения систем уравнений, обращения матрицы и т. п. Метод обладает инженерной обобщимостью и позволяет выполнять проверку компьютерного расчета вручную или с помощью готового пакета MS Excel.

В качестве самого первого приближения допускается выполнение расчета с привлечением уже готовых программ, например с использованием Lira Pro. При этом вначале вручную (или с помощью готового пакета MS Excel) отыскивается проекция опасной наклонной трещины с привлечением зависимостей (3) – (8), а затем выполняется расшивка плоских конечных элементов, моделирующих трещину.

Для расшивки конечных элементов в месте прохождения трещины выделяются элементы, расположенные по одну сторону от моделируемой трещины, а также принадлежащие этим элементам узлы. При этом с помощью меню *Схема* \Rightarrow *Корректировка* \Rightarrow *Расширь схему* (рис. 5, а) расшиваем в указанном месте щель; для формирования соответствующей трещины выделяем элементы, которые находятся по одну сторону от щели, а также принадлежащие этим элементам узлы. В узлах с помощью закладки *Нагрузки на узлы и элементы* \rightarrow *Нагрузки в узлах* задаются перемещения, нажатием первой верхней кнопки правого столбца (рис. 5, б). В появившемся окне (рис. 5, в) задаем величину перемещения, которая соответствует ширине щели.

В результате проведенных действий моделируется трещина с заданной шириной раскрытия.

После завершения моделирования картины нормальных и наклонных трещин можно переходить к выполнению расчета в программном комплексе Lira PRO. При этом следует учитывать предоставляемые в этом программном комплексе типы КЭ для моделирования физической нелинейности с использованием физически нелинейного четырехугольного конечного элемента плоской задачи (балка-стенка) 230 типа. Здесь армирование задается в виде

процентов армирования в соответствующем направлении. В местах расположения моделируемых трещин для моделирования арматурных стержней используется 201 стержневые конечные элементы с диаграммой деформирования (кусочно-линейный закон деформирования 14). При этом на площадке текучести необходимо предусматривать наличие минимального наклона, равного 0,0099%, по вертикали.

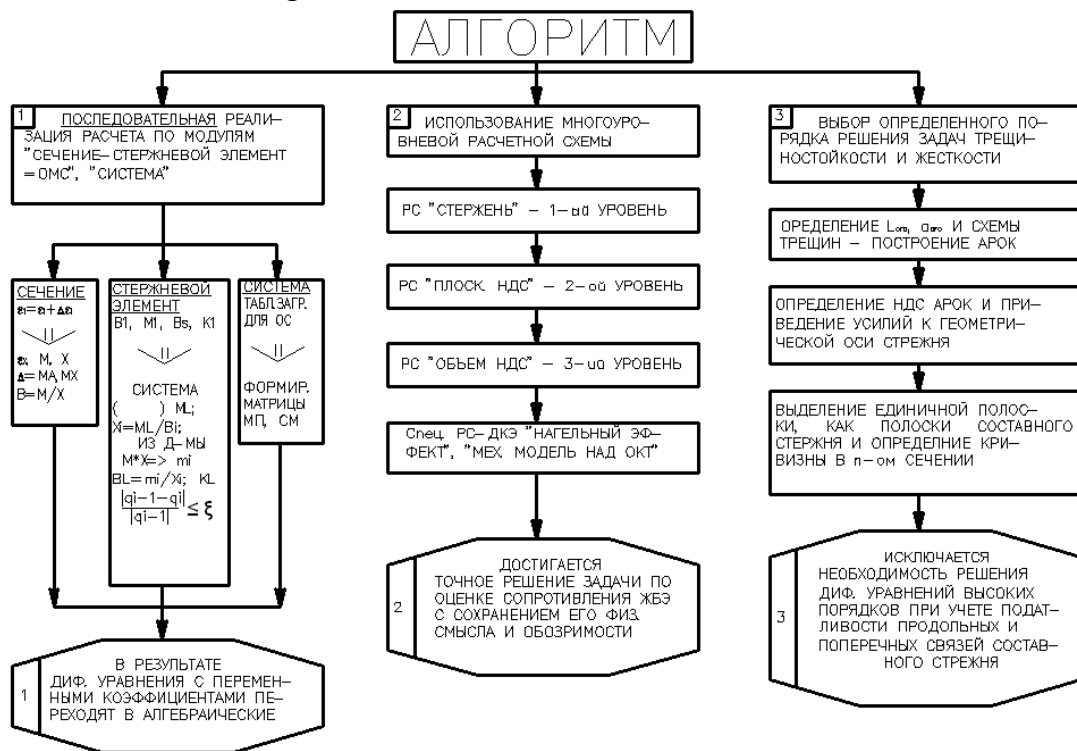


Рис. 4. Укрупненная схема алгоритма при реализации метода ФМС

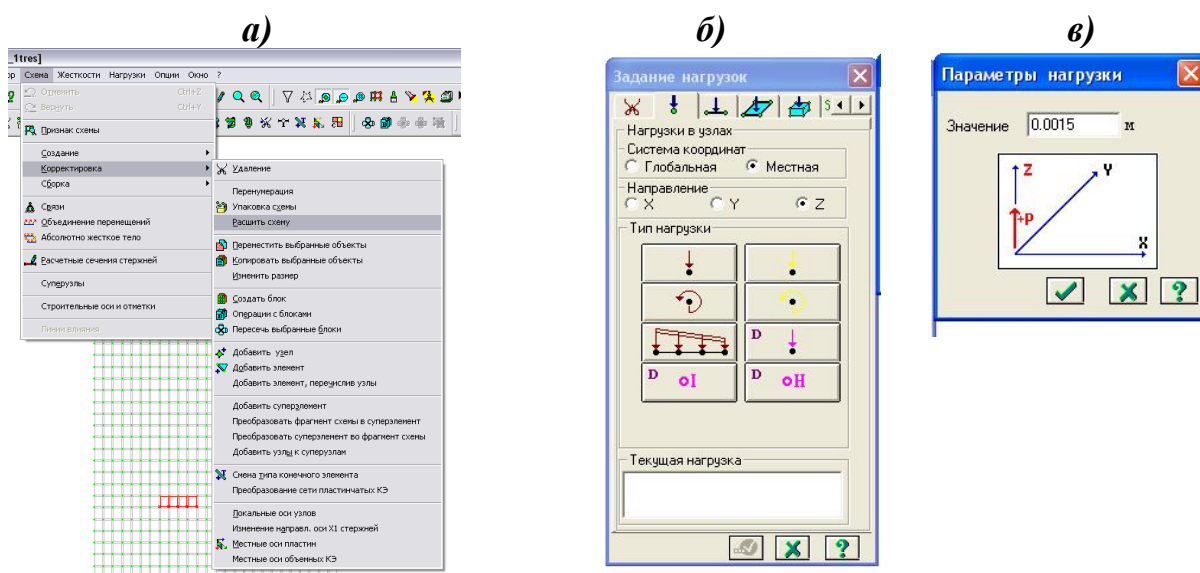


Рис. 5. Моделирование трещин в железобетонных конструкциях: а – инструментарий ПК Lira для выделения элементов и узлов, расположенных по одну сторону от моделируемой трещины; б – задание типа загрузки; в – задание величины перемещения узла при моделировании щели

Несложно видеть, что реализация расчета с использованием программных комплексов [5] существенно проигрывает по сравнению с разработанным алгоритмом (см. рис. 4) и может применяться лишь в первом приближении.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко В.М., Колчунов В. И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: монография М.: АСВ, 2004. 472 с.
2. К построению расчетной схемы деформирования составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций на основе модели двухконсольного элемента/ А.С. Бухтиярова, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева [др.] // Строительство и реконструкция. 2012. №6(44). С. 8-16.
3. Колчунов Вл. И., Ключева Н.В., Бухтиярова А.С. Сопротивление пространственных узлов сопряжения железобетонных каркасов многоэтажных зданий при запроектных воздействиях // Строительство и реконструкция. 2011. №5. С.21-32.
4. Прочность железобетонных конструкций по наклонным трещинам третьего типа / Х.З. Баширов, В.С. Федоров, Вл.И. Колчунов [др.] // Вестник гражданских инженеров. 2012. №5(34). С. 50–54.
5. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций / Ю.В. Верюжский, В.И. Колчунов, М.С. Барабаш [др.]. Киев: Кн. изд-во НАУ, 2006. 807 с.

В.И. Колчунов, д-р техн. наук, проф., профессор кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета (Киев, Украина)
(e-mail: vikolchunov@mail.ru)

И.А. Яковенко, канд. техн. наук, доцент кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета (Киев, Украина)
(e-mail: i2103@ukr.net)

Н.В. Ключева, д-р. техн. наук, проф., завкафедрой промышленного и гражданского строительства Юго-Западного государственного университета (г. Курск)
(e-mail: klynavit@yandex.ru)

V.I. Kolchunov, I.A. Yakovenko, N.V. Klyuyeva

**COMPUTER REALIZATION OF PHYSICAL MODELS RESISTANCE
METHOD OF THE REINFORCED CONCRETE**

The calculation model of the reinforced concrete is offered as physical models of resistance, allowing to estimate durability, inflexibility and cracks resistance of reinforced concrete constructions taking into account physical and geometrical non-linearity, multilevel processes of origin cracks at incompatible deformations of concrete and armature and violation discontinuity of material.

Keywords: *reinforce-concrete constructions, physical models of resistance, mechanics of destruction, mechanics of reinforced concrete.*

V.I. Kolchunov, Doctor of Engineering, prof., Professor of Chair of Computer Technologies of Construction of National Aviation University (Kiev, Ukraine)
(e-mail: vikolchunov@mail.ru)

I.A. Yakovenko, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of Chair of Computer Technologies of Construction of National Aviation University (Kiev, Ukraine)
(e-mail: i2103@ukr.net)

N.V. Klyuyeva, Doctor of Engineering, Professor, Department Chair of Industrial and Civil Engineering of the Southwest State University (Kursk, Russia)
(e-mail: klynavit@yandex.ru)

УДК 69.059.22

А.А. Сморгков, К.О. Барановская, Д.А. Орлов, С.А. Кероб

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МЕСТОПОЛОЖЕНИЯ ТОЧЕЧНОГО ИСТОЧНИКА ЗАМАЧИВАНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА SCAD

В данной статье представлены результаты изучения процесса совместной деформации системы «здание – просадочное основание». Рассмотрены попытки моделирования в программном комплексе SCAD просадочного основания после замачивания его от точечного источника, находящегося на глубине. Представлены результаты применения ПК SCAD для определения местоположения точечного источника замачивания.

Ключевые слова: *просадочный грунт, осадка, просадка, точечный источник замачивания, ширина раскрытия трещин.*

При строительстве часто сталкиваются со сложными инженерно-геологическими условиями (просадочные, насыпные и слабые водонасы-

щенные грунты), с воздействием агрессивной среды. Наличие трещин, локальных разрушений нарушает нормальную эксплуатацию предприятий.

Чрезвычайно сложно обеспечить безаварийную работу зданий и сооружений на просадочных грунтах [1]. Здесь требуется более полный учет совместной работы основания, фундаментов и подземной части здания; внедрение последних достижений науки и техники в восстановление эксплуатационных качеств конструкций, в обеспечении их безаварийной работы, в прогнозировании развития процессов в грунтах и конструкциях [2].

Просадочный процесс в грунтах имеет природно-техногенный характер и относится к группе неблагоприятных, а в некоторых случаях катастрофических явлений [3]. Часто трещины проявляются спустя довольно долгий срок эксплуатации, когда начинает разрушаться отмостка здания, приходят в негодность трубы систем водоснабжения и водоотведения, вследствие чего происходит замачивание грунтов основания и начинается процесс просадки [4]. Проектной документации к моменту начала образования трещин, как правило, не сохраняется, поэтому при решении вопроса о дальнейшей эксплуатации здания необходимо точно установить местоположение источника замачивания и устранить этот источник (выполнить ремонт труб или отмостки и т.п.).

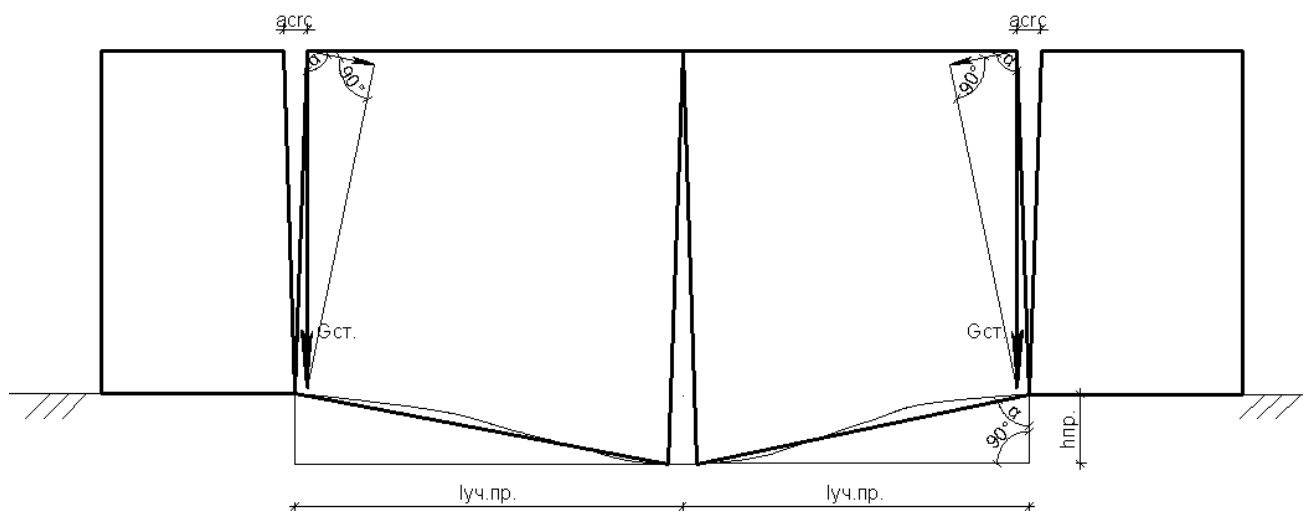


Рис. 1. Схема образования осадочных трещин в стенах здания

Если допустить, что:

- 1) осадочная трещина, расширяющаяся кверху, расположена в месте максимальной просадки грунта основания под стеной;
 - 2) осадочная трещина, раскрывающаяся к низу, расположена в месте, где просадка грунта основания стены отсутствует (кривая просадки завершается),
- то ширина раскрытия трещин равна [5]

$$a_{\text{crc}} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s, \quad (1)$$

откуда

$$\sigma = \frac{a_{\text{crc}} \cdot E}{\varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s}. \quad (2)$$

При просадке грунта основания несущие стены получают крен, из-за чего в конструкции самой же стены возникают внутренние усилия растяжения и, как следствие, происходит образование трещин (рис. 1). При небольшой ширине раскрытия трещин (при небольших просадках), основной нагрузкой, вызывающей растягивающие усилия, является проекция силы тяжести, действующей на стену, на ось, параллельную линии осадки $G_{\text{ст}} \cdot \cos\alpha$. Напряжения можно записать в виде:

$$\sigma = \frac{G_{\text{ст}} \cdot \cos\alpha}{b_{\text{ст}}}. \quad (3)$$

Если приравнять формулы (2) и (3):

$$\frac{a_{\text{crc}} \cdot E}{\varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s} = \frac{G_{\text{ст}} \cdot \cos\alpha}{b_{\text{ст}}}, \quad (4)$$

то

$$\begin{aligned} \cos\alpha &= \frac{a_{\text{crc}} \cdot E \cdot b_{\text{ст}}}{G_{\text{ст}} \cdot \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s}; \\ \cos\alpha &= \frac{a_{\text{crc}} \cdot E}{l_{\text{уч.пр}} h_{\text{ст}} \cdot \rho_{\text{к.кл}} \cdot \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s}. \end{aligned} \quad (5)$$

Из геометрии:

$$h_{\text{пр}} = l_{\text{уч.пр}} \cdot \text{ctg}\alpha. \quad (6)$$

Если записать формулу (6) с учетом (5), получим:

$$h_{\text{пр}} = l_{\text{уч.пр}} \cdot \text{ctg} \left(\arccos \left[\frac{a_{\text{crc}} \cdot E}{l_{\text{уч.пр}} h_{\text{ст}} \cdot \rho_{\text{к.кл}} \cdot \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s} \right] \right). \quad (7)$$

В результате обследования технического состояния строительных конструкций здания учебного корпуса Курского филиала Белгородского университета потребительской кооперации, были выявлены осадочные трещины раскрытием до 8 мм.

Обследуемое здание четырехэтажное без подвала. Здание в плане прямоугольной формы размерами 42,6 × 14,8 м. Высота этажей 3,0 м. По объем-

но-планировочному решению здание коридорного типа с двумя лестничными клетками. По конструктивному решению обследуемое здание бескаркасное с несущими наружными и внутренними кирпичными стенами. Фундаменты здания – ленточные бетонные монолитные. Глубина заложения фундаментов – 2,0 м от уровня земли. Наружные стены из кирпича глиняного обыкновенного на цементно-песчаном растворе без утеплителя. Толщина наружных стен – 510 мм. Внутренние стены – кирпичные толщиной 380 мм. Перегородки – кирпичные толщиной 120 мм. Перекрытия – сборные железобетонные. Лестничные марши и площадки – сборные железобетонные. Проектная документация на здание отсутствует.

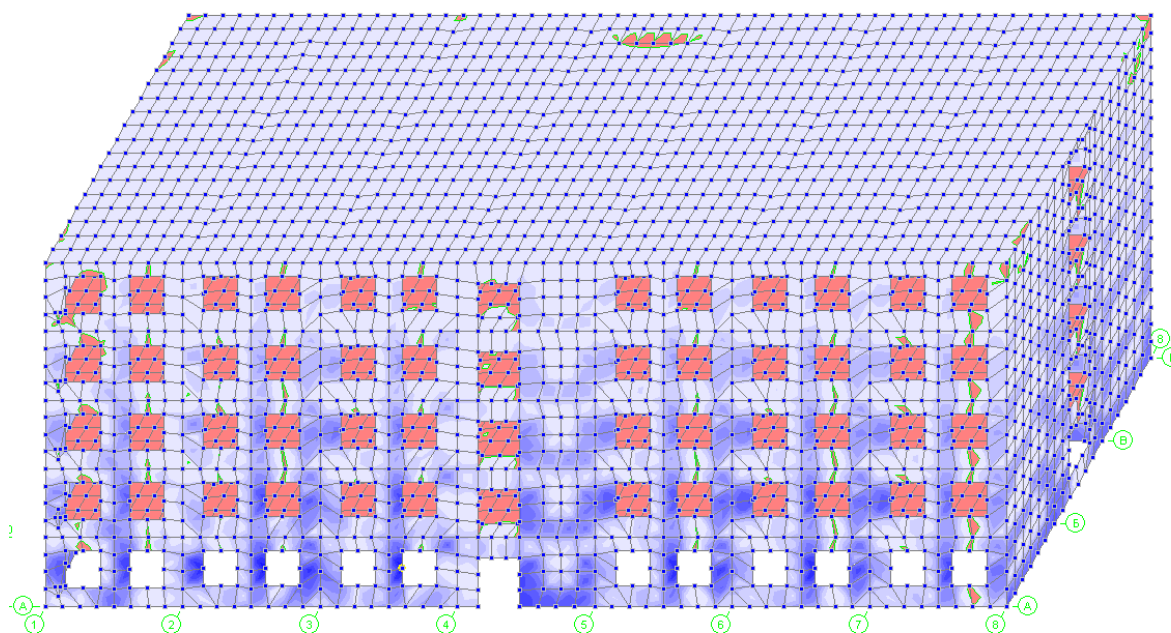


Рис. 2. Напряженно-деформированное состояние здания

По местоположению трещин на фасаде были определены величины просадки углов здания по оси 6 и стен по осям А и Г. В программном комплексе SCAD была реализована трехмерная модель здания, основание задано коэффициентами постели в соответствии с геологическими данными, просадка – через смещения связей. Полученное напряженно-деформированное состояние здания и основания (рис. 2, 3) позволило определить, что источник замачивания находится на расстоянии 3 м от оси 8 между осями Б и В. В указанном месте после вскрытия конструкции пола и проведения земляных работ был обнаружен прорыв канализационной трубы.

В дальнейшем при решении вопроса о надстройке пятого этажа над зданием университета потребительской кооперации напряжения в конструкциях здания, вызванные просадочными деформациями, также задавались через смещения опор.

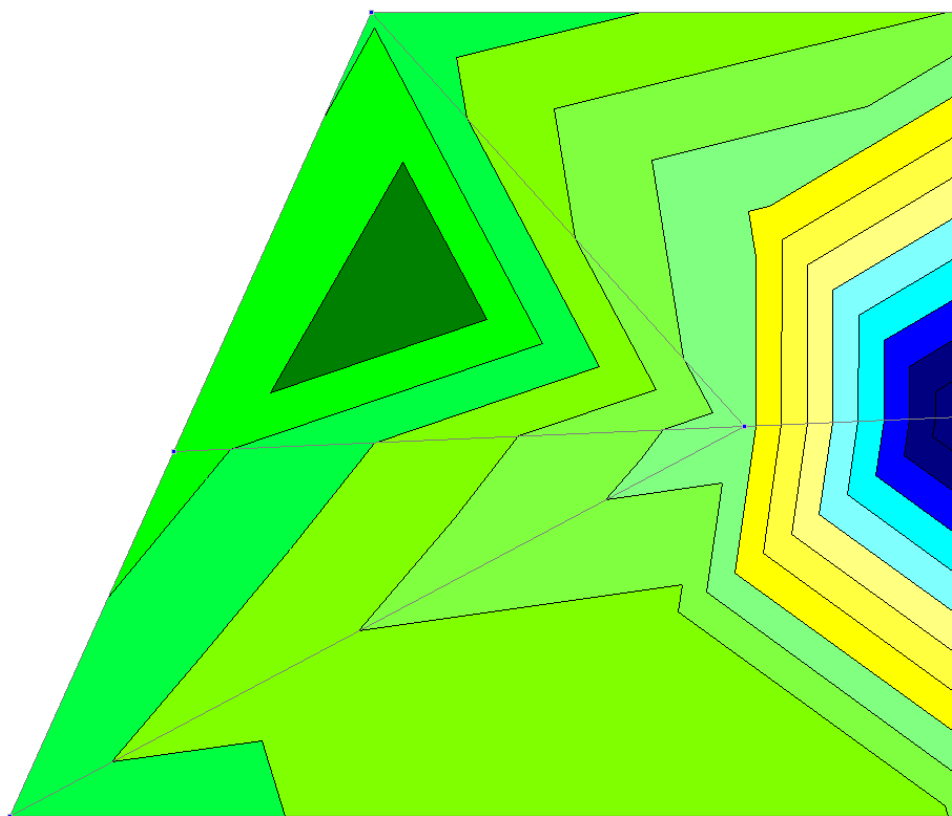


Рис. 3. Напряженно-деформированное состояние основания (визуализация трехмерной схемы)

Выводы

Диагностика сохраняемых конструкций является неотъемлемой частью оценки их технического состояния. Техническое состояние строительных конструкций предопределяет целый ряд решений по их дальнейшему использованию. Поэтому при решении вопроса о дальнейшей эксплуатации здания необходимо точно установить местоположение источника замачивания и устранить его, поскольку, как правило, проектной документации к моменту начала образования трещин не сохраняется.

Методика, представленная в данной статье, позволяет не только определять координаты источника увлажнения, но и позволяет оценить изменения свойств грунтов внутри просадочной воронки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. Нортхэмптон: STT; Томск: STT, 2004. 476 с.
2. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М.: Минрегион России, 2010. 166 с.

3. СП 2113330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.01.09-91. М.: Минрегион России, 2011. 75 с.

4. Клепиков С.Н. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах. Киев: Будивельник, 1987. 200 с.

5. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М.: Минрегион России, 2003. 114 с.

А.А. Сморчков, канд. техн. наук, доц. кафедры промышленного и гражданского строительства Юго-Западного государственного университета (Курск) (e-mail: SAA_pszls@mail.ru)

К.О. Барановская, ассистент кафедры промышленного и гражданского строительства Юго-Западного государственного университета (Курск) (dko_88@rambler.ru)

Д.А. Орлов, преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства Юго-Западного государственного университета (Курск) (e-mail: Den-.-@mail.ru)

С.А. Керев, зав. лабораториями, преподаватель каф. промышленного и гражданского строительства Юго-Западного государственного университета (Курск) (e-mail: skereb@yandex.ru)

A.A. Smorchkov, K.O. Baranovsky, D.A. Orlov, S.A. Kereb

DETERMINING THE LOCACION OF THE POINT SOURCE SOAKING USING SOFTWARE COMPLEX SCAD

This article presents the results of a joint study of the process of deformation of the "building - the foundation subsidence." The attempts of modeling software package SCAD foundation subsidence after soaking it from a point source located at depth. The results of the application of SCAD to locate a point source soaking.

Keywords: *soil subsidence, settlement, subsidence, point source of soaking, the width of the cracks.*

A.A. Smorchkov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of Chair of Industrial and Civil Engineering of the Southwest State University (Kursk) (e-mail: SAA_pszls@mail.ru)

K.O. Baranovsky, Assistant of Chair of Industrial and Civil Engineering of the Southwest State University (Kursk)
(dko_88@rambler.ru)

D.A. Orlov, Lecturer of Chair of Industrial and Civil Engineering of the Southwest State University (Kursk)
(e-mail: Den-.-@mail.ru)

S.A. Kereb, manager of laboratories, Lecturer of Chair of Industrial and Civil Engineering of the Southwest State University (Kursk)
(e-mail: skereb@yandex.ru)

УДК 624.07

Н.В. Ключева, О.В. Азжеуров

К ПРЕДМЕТНОМУ ЗНАЧЕНИЮ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЖИВУЧЕСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ¹

Рассмотрены основные этапы экспозиции конструктивной безопасности несущих систем из упругохрупкопластических материалов в рамках развития элементов теории живучести и ее основных концептуально-методологических подходов.

Ключевые слова: режим нагружения, динамический эффект, приращение напряжений, время воздействия, конструктивная безопасность, живучесть, скорость догружения.

В отечественной и зарубежной строительной науке накоплен значительный опыт исследований в области создания и совершенствования физических моделей силового сопротивления железобетонных конструкций. При этом наибольшее внимание уделялось вопросам расчета и конструирования несущих конструкций проектируемых зданий и сооружений. Физические модели, используемые при этом, учитывают режимы нагружения и не адаптированы к эволюции граничных условий и расчетных схем сооружений, износу, повреждениям. Исследованию конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений, имеющих износ и повреждения, а также подвергающиеся воздействиям, не учитываемым при проектировании, уделяется меньшее внимание. Это связано с рядом серьезных дополнительных сложностей, таких как

¹ Работа выполнена при финансовой поддержке Гранта Президента РФ МД-6533-2013.8.

изменение свойств материалов, схем воздействий, мигрирование граничных условий и изменение конструктивных схем.

В действующих нормах для оценки безопасной работы конструкции принят полувероятностный подход и безопасность традиционно обеспечивается системой коэффициентов безопасности. В работах, базирующихся на вероятностной основе, безопасность отождествляется с вероятностью ее нахождения в пределах допускаемой области. Анализ разрушений и причин отказов строительных конструкций в эксплуатации показывает, что эти методы далеко не всегда обеспечивают эксплуатационную безопасность работы конструктивных систем даже при проектных воздействиях. Они не отражают всех изменений напряженно-деформированного состояния в процессе эксплуатации и, как следствие, остаточный ресурс сооружения и безопасность его эксплуатации. В этой связи Ю.Н. Работновым [1], а затем В.М. Бондаренко [2] одними из первых было сформулировано понятие «конструктивная безопасность». Они предложили учитывать предысторию создания конструкции на ее безопасность. Ряд исследователей используют наряду с традиционными и новые определения и понятия, связанные с конструктивной безопасностью несущей системы, хотя суть этих понятий несколько различна. Для дальнейшего однозначного трактования этих понятий представляется уместным дать определения некоторым из них.

Во-первых, по-разному трактуется понятие надежности конструктивной системы или конструкции. В традиционных нормативных методиках [3] под этим понятием подразумевается свойство конструкции выполнять заданные функции, сохраняя свои эксплуатационные показатели в заданных пределах в течение требуемого промежутка времени или требуемой наработки. При вероятностном подходе надежность конструкции не редко отождествляется с вероятностью ее нахождения в пределах допускаемой области.

Понятие «износ» определяет состояние материала [1]. Оно объективно вытекает из самой природы материала. Для бетона это структуризация и деструктуризация. Повреждения – это факторы, связанные с видом и характером внешних воздействий на конструкцию. Они изменяются в широком диапазоне от средовых повреждений элементов конструкции – *повреждения, вызванные воздействиями внешней среды (коррозионными, температурными и другими)* – до силовых, включая режимное нагружение и так называемые запроектные аварийные и чрезвычайные воздействия. Использование понятия «запроектное воздействие» применительно к железобетонным конструктивным системам при оценке их конструктивной безопасности одним из первых было предложено Г.А. Гениевым [4, 5].

Под термином *запроектное воздействие* понимается воздействие, влекущее мгновенное разрушение элемента из упругохрупкого материала (разрушение, продолжительность реализации которого исчисляется сотыми долями секунды), не предусмотренное проектом, но возникающее при определенных обстоятельствах в реальных ситуациях. *Запредельное состояние* кон-

структивной системы при мгновенном выключении из работы несущего элемента характеризуется либо некоторым интегральным результатом накопления повреждений в ее элементах - резервом живучести, либо локальным или прогрессирующим разрушением конструктивной системы. В свою очередь, *ресурс силового сопротивления* железобетонного повреждаемого сечения при оценке живучести конструктивной системы определяется разницей между усилием, действующим в этом сечении, и усилием, которое может воспринять сечение с учетом утерянной из-за коррозии части силового сопротивления и увеличения динамической прочности бетона.

Локальное разрушение конструктивной системы определяется образованием одной или нескольких локальных схем разрушения, при которых число выключенных связей при разрушении конструктивной системы меньше или равно степени статической неопределимости системы. *Прогрессирующее (или лавинообразное) разрушение* конструктивной системы определяется таким числом выключенных связей, которое превышает степень ее статической неопределимости и способность к прекращению процесса торможения и разрушения системы утрачивается. Здесь уместно привести известное толкование термина: «*геометрическая неизменяемость*» - по кинематическому признаку стержневые системы сгруппированы по трем группам: геометрически неизменяемые, или кинематически подвижные (механизмы не могут выступать в качестве строительных конструкций), геометрически неизменяемые, или кинематически неподвижные (в том числе строительные конструкции) и мгновенные изменяемые системы, в которых возможны перемещения без деформации элементов.

В работах [4, 5] для оценки динамических догрузений в конструктивных системах был сформулирован *энергетический принцип сохранения удельной энергии* в сечениях элементов конструктивной системы из двухкомпонентного материала типа железобетон: при мгновенном структурном изменении заданной n раз статически неопределимой системы из двухкомпонентного материала типа железобетон в $n-1$ раз статически неопределимую систему полная удельная энергия системы не изменяется, а ее перераспределение между элементами системы пропорционально перераспределению усилий в n и $n-1$ раз статически неопределимых системах. В последующих работах данного направления [5-9] был сделан ряд дополнений, позволяющих осуществить реализацию элементов теории живучести в оценке конструктивной безопасности строительных систем в запредельных состояниях. Так в работе [9] приведена методика оценки **динамического догружения** элементов конструктивной системы, вызванного внезапным отказом одного из несущих элементов или внезапным изменением структуры сечения несущего элемента системы.

В связи с этим термин «*живучесть*» связан как с кратковременным за- проектным воздействием, чаще всего аварийного характера, так и с длительным эволюционным накоплением повреждений в элементах конструктивной

системы, ведущих к отказу одного из несущих элементов. В работах [10, 11] предложено рассматривать понятие «экспозиция живучести» нагруженного и коррозионно повреждаемого сечения, которая при неравновесной постановке задачи (наложение во времени деформаций ползучести и коррозионных повреждений) определяется как продолжительность сохранения потенциала живучести строительной системы во времени разрушительным воздействиям агрессивной среды с выключением из системы конструктивных элементов, ответственных за геометрическую неизменяемость сооружения.

Для количественной оценки изменений конструктивной системы в работе [12] предложена методика количественной оценки характеристики живучести с помощью обобщенного параметра λ . В качестве λ принята величина, равная значению нагрузки, при которой в рассматриваемой конструктивной системе начинается процесс структурных преобразований, вызывающих последовательное изменение ее статической неопределимости от выключения первой связи до затухания процесса изменения статической неопределимости системы или до превращения системы в изменяемую. В этих исследованиях под *живучестью* понимается свойство статически неопределимой конструктивной системы сопротивляться разрушению при отказе одного из ее наиболее нагруженных элементов, связанном с внезапным запроектным воздействием. Исследования параметра λ по предложенной методике, в частности, позволили не только дать количественную оценку состояния конструктивных систем, но и разработать рекомендации по повышению живучести сопротивляемости процессу торможения разрушения системы рассматриваемого класса конструкций при запроектных воздействиях.

Таким образом, в современной научной литературе четко обозначена проблема повышения (обеспечения) конструктивной безопасности и живучести как одного из ключевых направлений общей безопасности строительных систем, а также апробированы основные предметные формулировки приводимых в научных исследованиях параметров, понятий и определений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Работнов Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций. М., 1996. 752 с.
2. Бондаренко В.М., Боровских А.В. Износ, повреждения и безопасность железобетонных сооружений. М.: ИД Русанова, 2000. 144 с.
3. Современное состояние и дальнейшее развитие методов расчета и нормативной базы железобетонных конструкций / А.С. Залесов, Т.М. Пецольд, В.В. Тур [др.] // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона : сб. докл. Междунар. конф. Минск: Изд-во БелНИИС, 1997. С. 1-27.
4. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: монография / В.И. Колчунов, Г.А. Гениев, Н.В. Ключева [др.]. М.: Изд-во АСВ, 2004. 216 с.

5. Гениев Г.А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов //Бетон и железобетон. 1992. №9. С. 25-27.
6. Ключева Н.В., Андросова Н.Б. Конструктивная безопасность зданий и сооружений. Орел: Госуниверситет – УНПК, 2011. 76 с.
7. Гениев Г.А., Ключева Н.В. Вопросы конструктивной безопасности железобетонных конструкций при внезапных запроектных воздействиях // Бетон и железобетон - пути развития: науч. тр. 2-й Всерос. конф. по бетону и железобетону: в 5 т. М.: НИИЖБ, 2005. Т. 2. С. 359–367.
8. Ключева Н.В., Шувалов Н.В. Экспериментальные исследования живучести предварительно напряженных железобетонных балочных систем // Строительство и реконструкция. 2012. №5. С. 13-22.
9. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2013. №2. С. 28-31.
10. Бондаренко В.М. Коррозионные повреждения как причина лавинного разрушения железобетонных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. №5. С. 13-17.
11. Ключева Н.В. Расчет живучести коррозионно повреждаемых железобетонных рам с односторонними связями // Academia. Архитектура и строительство. 2008. №1 С. 94-99.
12. Ключева Н.В., Бухтиярова А.С., Покопенко В.В. К определению параметра живучести пространственных конструктивных систем смешанным методом // Изв. Юго-Зап. гос. ун-та. 2011. №3(6). С. 146-149.

Н.В. Ключева, д-р техн. наук, проф., завкафедрой промышленного и гражданского строительства Юго-Западного государственного университета (Курск)
(e-mail: pgs_swsu@mail.ru)

О.В. Азжеуров, аспирант кафедры промышленного и гражданского строительства Юго-Западного государственного университета (Курск)
(e-mail: pgs_swsu@mail.ru)

N.V. Klyueva, O.V. Azgeurov

TO SUBSTANTIVE VALUE DETERMINE THE SURVIVABILITY OF CONCRETE STRUCTURAL SYSTEMS

The main stages of the exposition of the structural safety of load-bearing systems of elastic-brittle-plastic materials within the development of the elements of the theory of survivability and its main conceptual-methodological approaches.

Keywords: *loading mode, dynamic effect, stress increment, impact time, structural safety, durability, loading rate*

N.V. Klyueva, Doctor of Technical Sciences, Professor, head of Chair of Industrial and Civil Engineering of the Southwest State University (Kursk, Russia)
(e-mail: pgs_swsu@mail.ru)

O.V. Azgeurov, Postgraduate Student of Chair of Industrial and Civil Engineering of the Southwest State University (Kursk, Russia)
(e-mail: pgs_swsu@mail.ru)

УДК 624.04

В.И. Колчунов, Н.О. Прасолов, А.С. Бухтиярова

АЛГОРИТМ РАСЧЕТА И АНАЛИЗ ЖИВУЧЕСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ВНЕЗАПНОЙ ПОТЕРЕ УСТОЙЧИВОСТИ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ

Приведены методика, алгоритм расчета и анализ живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем в запредельных состояниях, связанных с внезапной потерей устойчивости несущих элементов. Представлена реализация алгоритма с применением разработанного расчетного аппарата и программного комплекса SCAD на примере расчета устойчивости железобетонных несущих элементов каркаса многоэтажного здания.

Ключевые слова: *живучесть, потеря устойчивости, железобетонные конструкции.*

Все возрастающие вызовы природного и техногенного характера и эксплуатация сооружений, запроектированных без учета этих воздействий, в том числе и после длительного воздействия факторов, снижающих прочностные характеристики материалов конструкций, требует новых подходов к оценке конструктивной безопасности сооружений. Коррозионные повреждения сопровождаются уменьшением ресурса силового сопротивления конструкций и их отказами по первому или по второму предельным состояниям. В первом случае это приводит к разрушению конструкций, а для статически неопределимых систем и к внезапным догружениям и изменению расчетных схем сооружений; во втором - к снижению жесткости конструкций, развитию больших деформаций и трещин, затрудняющим или исключающим дальнейшую эксплуатацию строительных объектов.

В этой связи при оценке конструктивной безопасности сооружений возникают проблемы оценки живучести и экспозиции живучести [1] при одновременном проявлении средовых воздействий и силового сопротивления конструктивных систем. Под термином живучесть здесь, как и в [1], понимается способность системы распределять нагрузку между остальными элементами в случае повреждения или ослабления одного из элементов (коррозия, внезапное выключение «лишних» элементов статически неопределимых систем).

Исследованиями Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН), вузов МГСУ, Госуниверситет-УНПК, ЮЗГУ, МГУПС и ряда других организаций обозначены новые концептуально-методологические подходы к обеспечению конструктивной безопасности и живучести зданий и сооружений, которые должны быть положены в основу решения таких задач. В рамках этих подходов уже выполнен ряд исследований живучести конструктивных систем, например, работы [2-4] в условиях исчерпания силового и средового сопротивления от внезапного выключения отдельных несущих элементов.

Наряду с задачами расчёта несущей способности конструкций с выключаемыми связями в решении проблемы конструктивной безопасности зданий и сооружений актуальными являются исследования живучести железобетонных рамно-стержневых систем, связанные с внезапной потерей устойчивости ключевых конструкций, вызванной эволюционным накоплением повреждений.

В рассматриваемой статье предложен метод расчета параметра живучести (λ) железобетонной конструктивной системы при внезапной потере устойчивости. При расчете этого параметра необходимо определение коэффициента динамичности в конкретном расчетном сечении ее элементов. Значения этого коэффициента могут быть получены проведением нелинейного динамического расчета, который при проектировании железобетонных конструкций является достаточно сложным для практического применения. В этой связи при проведении практических расчетов сложных конструктивных систем можно использовать достаточно эффективный метод квазистатического расчета [5]. Как показали исследования [4], значение коэффициента динамичности в разных сечениях статически неопределимых конструктивных систем из железобетона, вызванного внезапным выключением одного из ключевых элементов, зависит от уровня нагружения систем проектной нагрузкой, наличия трещин, топологии конструкции и других параметров. Очевидно, что определение значения этого коэффициента является одной из ключевых задач при проведении расчета конструкций на прогрессирующее разрушение.

В формулировках задачи экспозиции живучести конструкций и внезапной потери устойчивости несущих элементов одним из ключевых вопросов исследования устойчивости систем является выявление наиболее опасных

элементов или частей конструкции, способствующих развитию процесса потери устойчивости. В связи с тем, что процесс потери устойчивости всей конструкции вызывает потеря устойчивости одного несущего элемента или небольшой их группы, в работах Н.В. Карнаухова и А.Ф. Смирнова были введены понятия о состояниях стесненной и принужденной бифуркации отдельных частей конструкции, испытывающей общую потерю устойчивости. Длительное время эти понятия имели чисто качественное значение. Однако для определения вида бифуркации стержня в момент потери устойчивости, не были указаны количественные признаки. Критерий, позволяющий определить вид бифуркации стержня, впервые был предложен в работах А.В. Александрова, В.И. Травуша [5].

Новый этап таких исследований связан с изучением живучести физически и конструктивно нелинейных систем с выявлением влияния выключения несущих элементов на процесс общей потери устойчивости в запредельных состояниях.

Для решения поставленной задачи приняты следующие основные рабочие гипотезы:

- запроектное воздействие на конструктивную систему при внезапном выключении из работы элемента определяется либо некоторым интегральным результатом накопления повреждений в ее элементах, либо локальным или прогрессирующим обрушением конструктивной системы;

- переход сечений элементов статически неопределимой системы в запредельное состояние характеризуется теми же критериями, что и при обычном кратковременном режиме нагружения, но с учетом изменения пределов прочности материалов;

- разрушение конструктивной системы определяется таким набором сечений, в частности, пластических шарниров, которые превращают конструкцию в кинематически изменяемую систему;

- на начальном этапе нагрузка, при действии которой не происходит выключения связей (например, собственный вес), считается постоянной, остаточная нагрузка изменяется пропорционально одному параметру;

- при мгновенном изменении степени статической неопределимости полная удельная энергия конструктивной системы не изменяется.

На параметры живучести железобетонных нагруженных и коррозионно-повреждаемых рам при потере устойчивости несущих элементов значительное влияние оказывают внезапные структурные перестройки, связанные с выключением из работы связей или отдельных элементов системы. Такие запроектные воздействия, сопровождающиеся внезапным изменением степени статической неопределимости конструктивной системы, вызывают изменения критических параметров и соответствующих им значений критических сил. Приращение критической силы на первой полуволне динамического нагружения системы в момент внезапного запроектного воздействия может быть определено энергетическим методом из соотношения:

$$P_{кр(n-1)}^o = 2 \cdot P_{кр(n-1)}^c - P_{кр(n)}^c. \quad (1)$$

Рассматриваемые запроектные воздействия могут вызвать переход отдельных элементов из активной формы бифуркации в пассивную. Это явление, как было показано в [5], представляет собой относительную опасность в связи с тем, что механизм потери устойчивости активной и пассивной стойки различен.

Величины критических параметров, характеризующих процесс общей потери устойчивости конструктивных систем, зависят от характера их топологии. Рациональный выбор топологии рамных конструкций даёт возможность управлять живучестью конструктивных систем при потере устойчивости несущих элементов.

На живучесть железобетонных нагруженных и коррозионно-повреждаемых конструктивных систем большое влияние оказывают средовые повреждения сечений или локальных зон. Для учёта этих повреждений в рассматриваемый узел расчётной схемы введён стержень-вставка заданной длины, жёсткость которого учитывалась в уравнениях устойчивости конструктивной системы коэффициентом податливости соединения k . Этот параметр можно определить с одной стороны из уравнения изогнутой оси балки, с другой стороны - как реактивный момент от единичного смещения.

Анализ влияния рассмотренных выше факторов на живучесть рамно-стержневых систем при потере устойчивости несущих элементов выполнен применительно к рамно-стержневой системе с жёстко защемлёнными стойками и жёсткими узлами сопряжения отдельных стержней (рис. 1,а).

В первом пролёте рама раскреплена связями, уменьшающими свободную длину крайней стойки в два раза. Рама нагружена внешними узловыми нагрузками (по стойкам), связанными между собой заданным соотношением. В качестве варьируемого параметра при расчёте рассматриваемой рамы принята свободная длина крайней стойки.

Для рассматриваемой (n)-системы определено значение критической силы, действующей на каждую стойку:

$$P_{кр}^I = 61,5 \cdot B_{red,1} / l_1^2. \quad (2)$$

Полагая, что в результате коррозионных процессов элементы связей в первом пролёте разрушились, свободная длина первой стойки увеличилась в два раза, и расчётная схема метода перемещений при тех же нагрузках изменилась (рис. 1,б).

Критическая сила для полученной таким образом конструктивной системы определена аналогично. Ее значение составило:

$$P_{кр}^{II} = 36,3 \cdot B_{red,1} / l_1^2. \quad (3)$$

Изменение критической силы в результате динамического догружения конструктивной системы, определено на энергетической основе с использованием выражения (1):

$$P_{кр(n-1)}^{\theta} = 2 \cdot 36,3 \cdot B_{red,1} / l_1^2 - 61,5 \cdot B_{red,1} / l_1^2 = 111,1 \cdot B_{red,1} / l_1^2. \quad (4)$$

Для рассматриваемой конструктивной системы, с применением критерия, предложенного А.В. Александровым, определён вид бифуркации (пассивный или активный) для каждого элемента конструктивной системы при рассматриваемом догружении в виде внезапного изменения свободной длины левой стойки рамы.

Анализ результатов расчёта позволил отметить, что для исходной системы стойки 1_н и 2 рамы теряют устойчивость активно (рис. 1, в), вовлекая в этот процесс стойки 3 и 1_в.

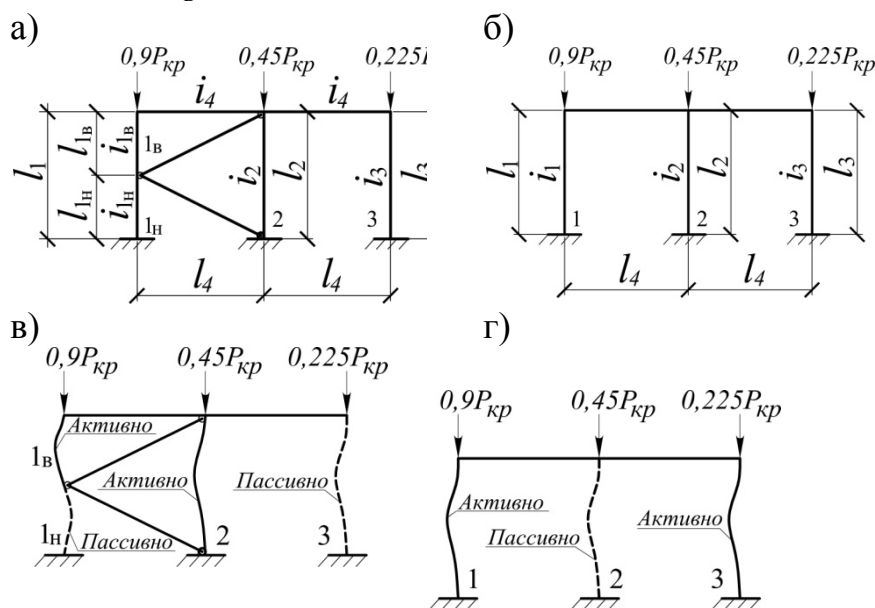


Рис.1. Расчётные схемы исходной рамы (а), рамы с выключенной связью (б) и формы потери их устойчивости (в, г), соответственно.

После внезапного выключения связей и изменения свободной длины левой стойки активная потеря устойчивости произойдёт в стойках 1 и 3, в то время как стойка 2 потеряет устойчивость пассивно (рис. 1, г).

Следовательно, внезапное выключение связи в первом пролёте приведёт не только к снижению критической силы величиной $61,5 \cdot B_{red,1} / l_1^2$ в 5,5 раз, но и к качественному изменению формы потери устойчивости системы.

На основе расчётной схемы рамы, изображённой на рисунке 1, а, был выполнен анализ влияния средовых повреждений отдельных узлов на живучесть рамно-стержневых конструктивных систем при потере устойчивости несущих элементов.

Полагаем, что коррозионным повреждениям подвергнута крайняя левая стойка рамы в зоне сопряжения её со связевыми элементами. Используя уравнение изогнутой оси балки, параметр k можно представить в следующем виде:

$$k = B_{red,cb} \cdot (\alpha_1 - \alpha_2) / L_{cb} \cdot \alpha_3, \quad (5)$$

где $B_{red,cb}$ - приведенная жёсткость сечения железобетонного элемента; L_{cb} – длина стержня-вставки; $\alpha_1 - \alpha_3$ – углы поворота сечения по концам стержня-вставки (рис. 2,а, б).

С другой стороны, параметр k представляет собой реактивный момент от единичного смещения (см. рис. 2,в):

$$k = 8 \cdot B_{red,cb} \cdot \varphi_2(v_{cb}) / L_{cb}, \quad (6)$$

где $\varphi_2(v_{cb})$ – специальная функция метода перемещений.

Коэффициент $r_{i,i}$ матрицы жёсткости системы, где i – номер повреждаемого узла, в данном случае узла сопряжения крайней стойки и раскрепляющих элементов ($i=1$), представлен в следующем виде:

$$r_{11} = 4 \cdot i_{1n} \phi_2(v_{1n}) + 4 \cdot i_{1e} \phi_2(v_{1e}) - \beta \cdot k. \quad (7)$$

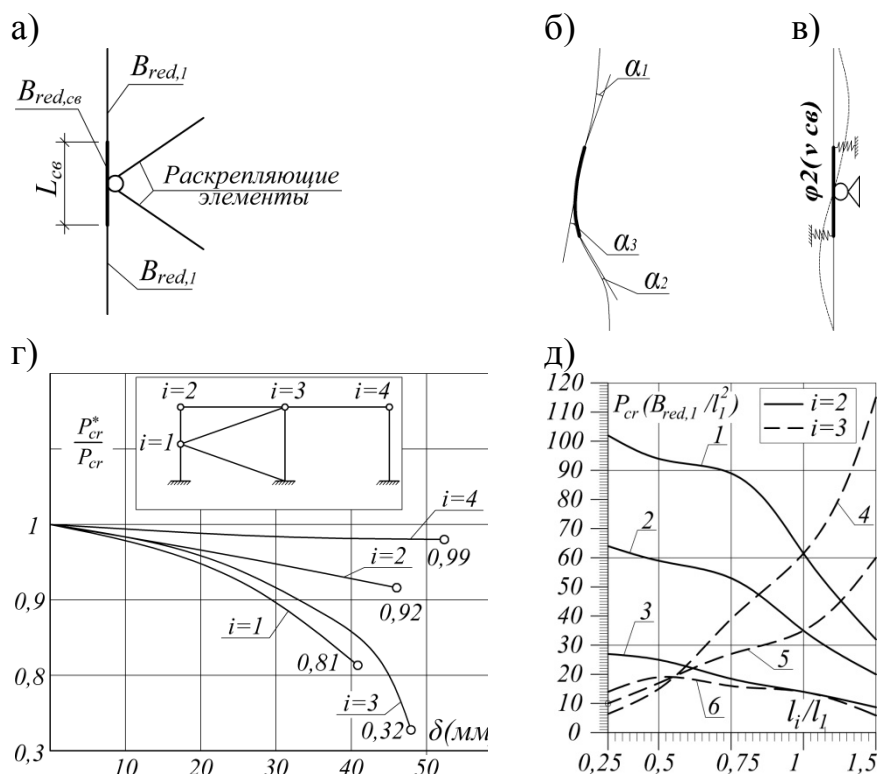


Рис. 2. Схема распределения жесткости по длине левой крайней стойки рамы (а) и схемы её деформирования (б, в), графики изменения критической силы в зависимости от глубины нейтрализации сечения δ (г) и в зависимости от отношения высоты стоек рамы (д): кривые 1, 4 - для (n)-системы, 2, 5 - для (n-1) -системы, 3, 6 - для (n-1)^d – системы; при $i=2$ и $i=3$, соответственно.

Параметр β , учитывающий изменение отношения жесткостей $B_{red,cb}^*$ и $B_{red,cb}$, определён из выражения:

$$\beta = (B_{red,cb} - B_{red,cb}^*) / B_{red,cb}, \quad (8)$$

где $B_{red,cb}^*$ - остаточная жесткость повреждённого сечения, которая зависит от глубины коррозионного повреждения δ и определяется по методике В. М. Бондаренко.

Так ($\beta = 0$) соответствует случаю начальной изгибной жёсткости стержня–вставки, когда остаточная жёсткость приведённого сечения $B_{red,cb}^*$ равна жёсткости неповреждённого сечения $B_{red,cb}$ и разнице углов α_2 и α_1 согласно (5) равной нулю. Значение ($\beta = 1$) соответствует случаю, когда остаточная жёсткость $B_{red,cb}^*$ минимальна, а реактивный момент максимален, т. е. стержень-вставка имеет жёсткость, близкую к нулю. Такое значение жёсткости определяет предельное состояние в виде образования пластического шарнира.

Предложенная методика расчёта устойчивости рассматриваемой железобетонной стержневой системы позволяет определить характер изменения критической силы и определить значение жёсткости сечения, при которой в наиболее нагруженных узлах рамы образуется пластический шарнир (рис. 2,з).

Для рамы, изображённой на рисунке 1,а, б, выполнен расчёт и представлены графики изменения критической силы при варьировании высоты второй и третьей стоек рамы l_i ($i=2, 3$), соответственно (см. рис. 2,д). Полученные результаты расчёта показали, что увеличение высоты второй стойки рамы приводит к уменьшению влияния динамического догружения на значение критической силы, в то время как увеличение длины третьей стойки это влияние увеличивает.

Предложенная методика анализа живучести конструктивных систем при запроектных воздействиях реализована Орловским академическим научно-творческим центром Российской академии архитектуры и строительных наук в процессе проектирования реальных объектов. Так, с ее использованием был выполнен расчет устойчивости железобетонных колонн одного из блоков каркаса здания пристройки «Белгородской государственной филармонии».

Расчет был выполнен по двухуровневой расчетной схеме. Расчетная схема первого уровня представляла собой конечно-элементную модель, приведенной на рисунке 3. Реализация расчета выполнена с применением программного комплекса SCAD v. 11.1.

Несущие конструкции проектируемого здания представлены каркасом, состоящим из системы монолитных железобетонных колонн и стен. Колонны имеют квадратное сечение размером 400x400 мм, армированные стержневой арматурой класса А400 (А-III) и конструктивной арматурой класса А240. Перекрытия остальных блоков здания выполнено сплошной монолитной плитой толщиной 250 мм из бетона класса В25. Армирование произведено рабочей стержневой арматурой класса А400, в качестве конструктивной применена арматура класса А240. Из расчета с использованием расчетной схемы первого уровня определены значения усилий в элементах рассматриваемого фрагмента каркаса.

Конструктивная и расчетная схемы второго уровня представляли собой фрагмент наиболее нагруженной части здания (рис. 4), для которого опреде-

лялись критические параметры характеризующие процесс потери устойчивости системы и изгибающие моменты с учетом последовательного появления пластических шарниров в узлах сопряжения элементов рамы.

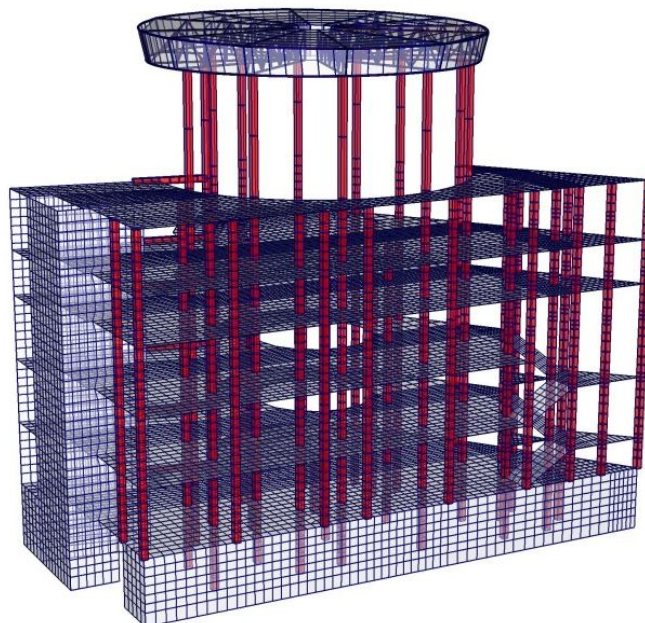


Рис. 3. Конечно-элементная модель каркаса здания

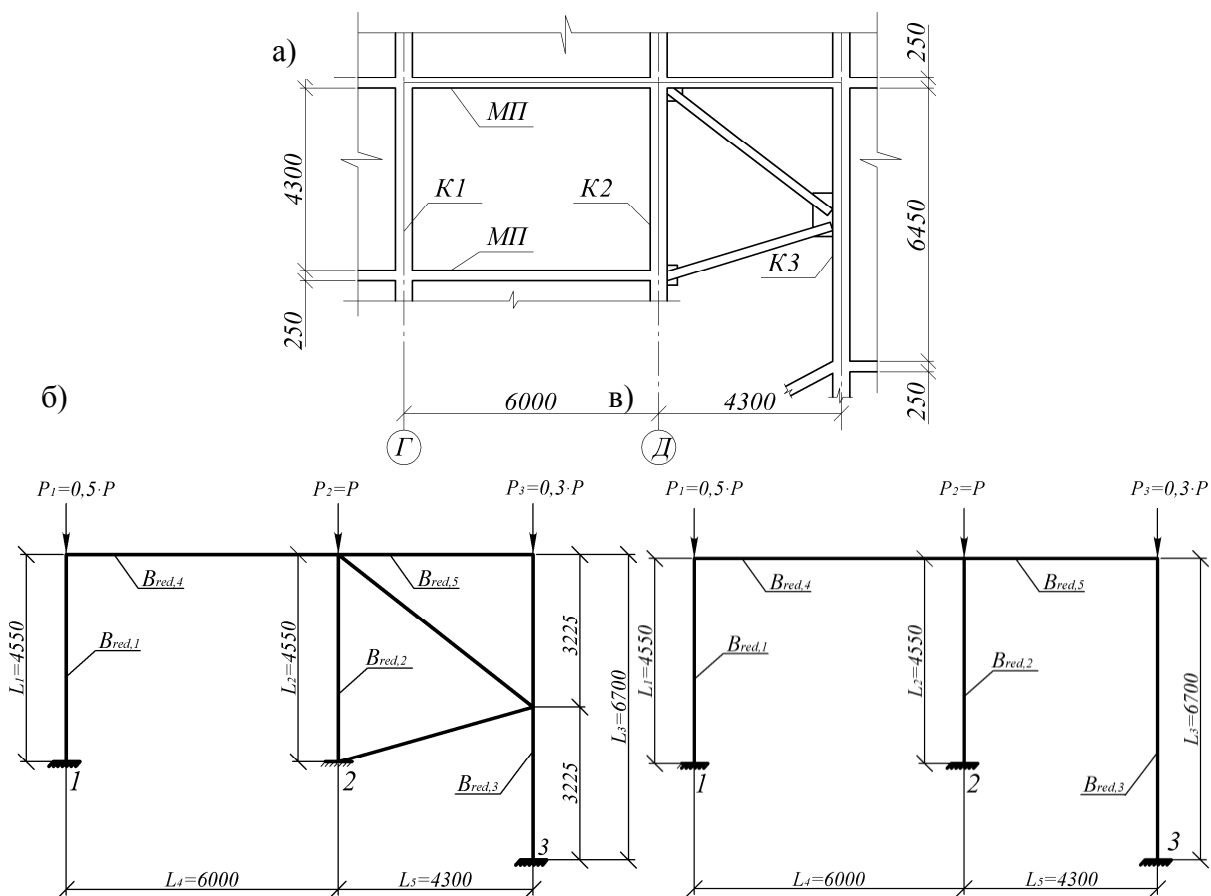


Рис. 4. Конструктивная (а) и расчетные схемы фрагмента каркаса здания до (б) и после (в) запроектного воздействия

Рассматриваемая стержневая система загружена внешней узловой нагрузкой выраженной через единый параметр $P_{эксн} = 79160$ кН, определённый в ходе расчёта по расчетной схеме первого уровня.

Переход (n) – системы (рис. 4,б) из проектного в запроектное ($n-1$) - состояние (рис. 4, в) характеризуется внезапным выключением из работы элементов раскрепляющих третью стойку рамы. Значение критической силы для ($n-1$) - системы, составило $P_{кр}^{n-1} = 31528$ кН (табл. 1).

Таблица 1

Результаты расчёта живучести конструктивной системы

Этап расчёта	Расчётная схема рамы	Параметры живучести	
$i=1$		$\lambda = \frac{-24262}{-24262} = 1$	$P_{\lambda}^1 = P_{кр}^{n-1} = 31528кН$
		$M_{1,n} = 21863кН\cdot м$	$[M_{1,max}^*] = M_{1,6} = -24262кН\cdot м$
		$M_{2,n} = 17396кН\cdot м$	$M_{2,6} = -17582кН\cdot м$
		$M_{3,n} = 8677кН\cdot м$	$M_{3,6} = -9083 кН\cdot м$
$i=2$		$\lambda = \frac{-20566}{-24262} = 0,85$	$P_{\lambda}^2 = \frac{31528}{0,85} = 37194кН$
		$M_{1,n} = 6664 кН\cdot м$	$[M_{2,max}^*] = M_{2,6} = -20566 кН\cdot м$
		$M_{2,n} = 19694кН\cdot м$	$M_{3,6} = -8902 кН\cdot м$
		$M_{3,n} = 8488 кН\cdot м$	
$i=3$		$\lambda = \frac{-10891}{-20566} = 0,53$	$P_{\lambda}^3 = \frac{37194}{0,53} = 70177кН$
		$M_{1,n} = 7904 кН\cdot м$	$M_{2,n} = 6327 кН\cdot м$
		$M_{3,n} = 9672 кН\cdot м$	$[M_{3,max}^*] = M_{3,6} = -10891 кН\cdot м$
		$M_{3,n} = 3527 кН\cdot м$	
$i=4$		$\lambda = \frac{-5190}{-10891} = 0,47$	$P_{\lambda}^4 = \frac{70177}{0,47} = 149313кН$
		$[M_{4,max}^*] = M_{1,n} = 5190 кН\cdot м$	$M_{2,n} = 3981 кН\cdot м$
		$M_{3,n} = 3527 кН\cdot м$	

На первом этапе расчёта по расчетной схеме второго уровня были определены значения относительных изгибающих моментов в стойках рассматриваемой конструктивной системы. Максимальное значение изгибающего момента зафиксировано в верхнем правом узле $[M_{1,max}^*] = M_{1,6} = -24262$ кН·м. Следовательно, в этом узле происходит образование первого пластического шарнира (происходит первое локальное разрушение).

Для определения значения нагрузки P_λ^2 , при достижении которой происходит образование следующего пластического шарнира (второй этап расчёта, $i=2$), выполняем расчёт системы с учётом изменившейся приведённой жесткости верхнего узла первой стойки $B_{red,1e}$.

Максимальное значение изгибающего момента при новом деформированном состоянии зафиксировано в верхнем узле второй стойки $[M_{2,max}^*] = M_{2,e} = -20566$ кН·м. Используя зависимость [6] определяем обобщённый параметр λ :

$$\lambda = \frac{[M_{2,max}^*]}{[M_{1,max}^*]} = \frac{-20566}{-24262} = 0,85,$$

тогда нагрузка P_λ^2 определяется по формуле:

$$P_\lambda^2 = P_\lambda^1 / \lambda = 31528 / 0,85 = 37194 \text{ кН}.$$

Аналогичным образом проведены все последующие этапы расчёта по определению значений нагрузки P_λ^i и параметра λ результаты, которых приведены в таблице 1.

В результате оказалось, что на четвёртом этапе расчёта нагрузка $P_\lambda^4 = 149313$ кН превышает эксплуатационное значение $P_{эксп} = 79160$ кН, что свидетельствует о стабилизации силового потока, то есть конструкция рамы получила локальное, а не прогрессирующее разрушение.

Анализ полученных результатов расчёта рассматриваемой конструктивной системы показал, что внезапное выключение из работы раскрепляющих элементов с последующей потерей общей устойчивости системы приведет к образованию двух пластических шарниров и последующей локализации процесса разрушения.

Полученные результаты теоретических, экспериментальных и численных исследований позволяют сформулировать некоторые конкретные предложения по проектированию конструкций рассматриваемого класса, направленные на повышение их живучести при внезапных запроектных воздействиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко В.М. Концепция и направления теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 2. С. 28-31.
2. Ключева Н.В. Исследования живучести железобетонных рамно-стержневых пространственных конструкций в запредельных состояниях // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 12. С. 55-59.
3. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева [и др.]. М.: АСВ, 2004. 216 с.
4. Некоторые результаты анализа и обобщения научных исследований по теории конструктивной безопасности и живучести / В.М. Бондаренко,

Н.В. Ключева, В.И. Колчунов [и др.] // Строительство и реконструкция. 2012. № 4. С. 3-16.

5. Александров А.В., Травуш В.И., Матвеев А.В О расчете стержневых конструкций на устойчивость // Промышленное и гражданское строительство. 2002. №3. С. 16-19.

6. Колчунов В.И., Кожаринова Н.О., Прасолов Н.О. Экспериментально-теоретические исследования живучести железобетонных рам при потере устойчивости отдельного элемента // Вестник МГСУ. 2011. Т. 2. С. 109-115.

В.И. Колчунов, д-р техн. наук, проф., академик РААСН, завкафедрой уникальные здания и сооружения Юго-Западного государственного университета (Курск)
(e-mail: yz_swsu@mail.ru)

Н.О. Прасолов, канд. техн. наук, ст. преподаватель СКИМ Государственного университета – учебно-научно-производственного комплекса (Орел)
(e-mail: skimkafedra@yandex.ru)

А.С. Бухтиярова, канд. техн. наук, доц. кафедры уникальные здания и сооружения Юго-Западного государственного университета (Курск)
(e-mail: yz_swsu@mail.ru)

V.I. Kolchunov, N.O. Prasolov, A.S. Bukhtiyarova

CALCULATION ALGORITHM AND ANALISYS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES SURVIVABILITY AT THE MOMENT OF AN ABRUPT BUCKLING OF THE BEARING ELEMENTS

The work presents methods, algorithm and analisys of survivability for reinforced concrete frame structures in out-of-limit state due to abrupt buckling of the bearing elements. The authors presents the calculation algorithm performed with Structural CAD program complex taking a many-storied reinforced concrete frame building as an example.

Keywords: *survivability, buckling, reinforced concrete structures.*

V.I. Kolchunov, Doctor of Technical SCIENCES, Professor, Head of Chair of Unique buildings and constructions of the Southwest State University (Kursk)
(e-mail: yz_swsu@mail.ru)

N.O. Prasolov, Candidate of Technical Sciences, the Senior Lecturer of SKIM of the State university – educational scientific-industrial complex (Orel)
(e-mail: skimkafedra@yandex.ru)

A.S. Bukhtiyarova, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of chair of Unique buildings and constructions of the Southwest State University (Kursk)
(e-mail: yz_swsu@mail.ru)

УДК 624.01(043.2)

М.А. Ромашкина, М.С. Барабаш

ОБЕСПЕЧЕНИЕ КОНСТРУКТИВНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПК ЛИРА-САПР

Выполнен анализ методов оценки риска возникновения аварийных ситуаций. Разработан алгоритм исследования отказов.

***Ключевые слова:** аварийные ситуации, конструкции, надежность строительных конструкций, разрушения, риск.*

Повышение безопасности зданий, при рациональном использовании материальных ресурсов, оценка надежности эксплуатируемых и усиливаемых конструкций остается одной из актуальных проблем строительной отрасли.

В последние годы в связи с ростом количества техногенных и естественных катастроф все чаще возникает ситуация, когда несущие конструкции подвергаются воздействию интенсивных мгновенных динамических нагрузок, не предусмотренных проектом. Для обеспечения снижения числа аварийных ситуаций или убытка при их возникновении важной задачей является разработка таких подходов к исследованию прогнозирования состояния конструктивных систем, которые максимально обеспечивали их безопасность или снижали бы материальный убыток и человеческие жертвы в случае возникновения аварий.

Невзирая на важность повышения безопасности зданий и повышенное внимание к этой проблеме зарубежных и отечественных ученых [1 - 4], единственного общепринятого алгоритма анализа отказов для конструктивной системы нет до настоящего времени. Это связано, прежде всего, с тем, что понятие конструктивной системы является достаточно обобщенным, и невозможно создать один алгоритм анализа отказов для широкого класса

объектов. В настоящее время является очень распространенным понятие свободного проектирования, т. е. все здания не являются типичными, потому и конструктивные системы являются разными. Но обобщить методику анализа отказов и предложить некоторые мероприятия перерастания отказов в аварийную ситуацию, а потом в аварию возможно благодаря методам компьютерного моделирования и методам применения мер безопасности еще на этапе проектирования строительного объекта.

При решении комплексных вопросов безопасности в развитых странах широко применяется методология риска, основу которой составляет определение последствий и достоверности нежелательных событий. Используя количественные показатели риска, в принципе, можно «измерять» потенциальную опасность и даже сравнивать опасности различной природы, при этом в качестве показателей опасности обычно понимают риск гибели людей (или в общем случае риск причинения определенного ущерба).

Риск, или степень риска, предлагается рассматривать как сочетание частоты (вероятности) и последствий конкретного опасного события [1]. Математическое выражение риска P – это соотношение числа неблагоприятных проявлений опасности n к их возможному числу N за определённый период времени, т.е. $P = n/N$. Помимо этого используется понятие «степень риска» R , т.е. вероятность наступления нежелательного события с учётом размера возможного ущерба от события. Степень риска можно представить как математическое ожидание величины ущерба от нежелательного события:

$$R(m) = \sum_{i=1}^n p_i m_i,$$

где p_i – вероятность наступления события, связанного с ущербом; m_i – случайная величина ущерба, причинённого экономике, здоровью и т.п.

Понятие риска всегда включает два элемента: частоту, с которой осуществляется опасное событие, и последствия возникновения опасного события. Анализ риска, в свою очередь, заключается в выявлении (идентификации) опасностей и оценке риска, когда под опасностью понимается источник потенциального ущерба или ситуация с возможностью нанесения ущерба, а под идентификацией опасности подразумевается процесс выявления опасности и определение ее характеристик. Применение понятия «риск», таким образом, позволяет переводить опасность в разряд измеряемых категорий.

Оценка риска – это анализ происхождения (возникновения) и масштабов риска в конкретной ситуации. Сегодня оценка риска является единственным аналитическим инструментом, позволяющим определить факторы риска для здоровья человека, их соотношение и на этой базе очертить приоритеты деятельности по минимизации риска. Оценка риска включает в себя анализ частоты, анализ последствий и их сочетание.

Анализ последствий включает оценку воздействий на людей, имущество или окружающую среду. Для прогнозирования последствий моделируются

аварийные процессы с учетом классификации причин и сущности поражающих факторов.

На рис.1 представлены существующие методы анализа риска [5]. На основе вероятностного метода могут быть построены различные методики оценки природно-техногенного риска, которые делятся на:

- статические, при наличии статистических данных;
- теоретико-вероятностные, используемые для оценки рисков от редких событий, когда статистика практически отсутствует;
- эвристические, основанные на использовании субъективных вероятностей, получаемых с помощью экспертного оценивания.



Рис. 1. Схема анализа рисков

На этапе оценки риска следует проанализировать возможную неопределенность результатов, обусловленную неточностью информации по надежности несущих конструкций, ошибкам проектирования, а также принятым допущениям, применяемым при построении и расчете моделей строительных объектов.

Анализ опасностей описывает опасности качественно и количественно и заканчивается планированием предупредительных мероприятий. Он базируется на знании алгебры логики и событий, теории вероятностей, статистическом анализе, требует инженерных знаний и системного подхода.

Качественные методы анализа опасностей позволяют определить источники опасностей, потенциальные аварии и несчастные случаи, последовательности развития событий, методы предотвращения возникновения аварийных ситуаций, методы предотвращения перерастания аварийных ситуаций в аварию и методы смягчения последствий. Выбор качественного метода анализа опасностей зависит от назначения объекта и его сложности.

В настоящее время в литературе нет четкого понятия отказа строительной конструкции. Часть исследователей под отказом понимают достижение конструкцией предельного состояния по ряду критериев – безопасности, эксплуатационной пригодности (деформациям, образованию и раскрытию трещин) [2, 4]. Другая часть исследователей ставят в основу безопасность [1, 5].

При исследовании процессов жизненного цикла конструкции под отказом можно понимать ситуацию, при которой становится невозможной эксплуатация конструкции из-за опасности ее разрушения. Воздействия различных факторов на строительный объект могут привести к отказу каких-либо элементов конструкции. Классификация возмущающих воздействий на строительные объекты с точки зрения теории надежности, стойкости и безопасности приведена на рис.2 [5].

Анализ последствий отказов (АПО) – качественный метод идентификации опасностей, основанный на системном подходе и имеющий характер прогноза. АПО является анализом индуктивного типа, с помощью которого систематически, на основе последовательного рассмотрения одного элемента за другим, анализируются все возможные виды отказов или аварийные ситуации и выявляются их результирующие воздействия на объект строительства.



Рис. 2. Классификация возмущающих воздействий

Отдельные аварийные ситуации и виды отказов конструктивных элементов позволяют определить их влияние на другие элементы и объект строительства в целом. АПО осуществляется в следующем порядке:

- для несущих конструктивных элементов выявляют возможные отказы и причины, которые могут их вызвать;

- изучаются потенциальные аварии, которые могут вызвать отказы на исследуемом объекте;
- отказы ранжируют по опасностям и разрабатывают предупредительные меры.

Качественные методы анализа опасностей позволяют определить источники опасностей, потенциальные аварии и несчастные случаи, последовательности развития событий, методы предотвращения возникновения аварийных ситуаций, методы предотвращения перерастания аварийных ситуаций в аварию и методы смягчения последствий.

Анализ опасностей с помощью «дерева последствий» потенциальной аварии выполняется путем оценки критических событий, которые приводят к перерастанию аварийной ситуации в аварию.

При анализе «причин – последствий» используются комбинированные методы «дерева отказов» (выявить причины) и «дерева событий» (показать последствия) (рис. 3).

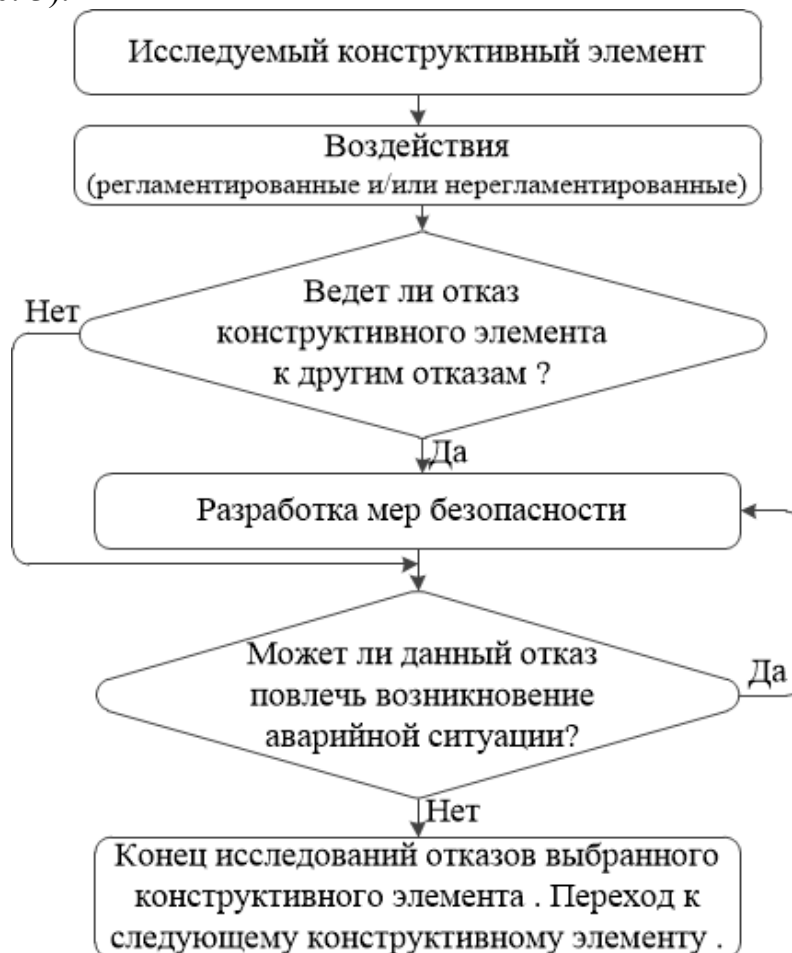


Рис. 3. Дерево отказа конструктивного элемента

Отдельные аварийные ситуации и виды отказов элементов позволяют определить их действие на другие прилегающие элементы и систему в целом.

Причинно-следственный анализ отказов конструктивной системы высотного здания осуществляют в следующем порядке:

1. При анализе конструктивной системы, прежде всего, необходимо учитывать совокупность воздействий, которые приводят к аварийной ситуации. По степени влияния воздействия классифицируются на регламентированные и нерегламентированные. К регламентированным воздействиям относятся параметрические отказы, возникающие в нормальных условиях эксплуатации в результате естественных процессов старения, износа, коррозии и т. д. К нерегламентированным воздействиям относятся внезапные катастрофические отказы, возникающие в результате внешних воздействий, превышающих пределы устойчивости строительных объектов (например, сейсмическое воздействие, взрыв, удар и прочие форс-мажорные факторы).

2. Конструктивная система (объект) состоит из конструктивных элементов. Несущий каркас объекта – это сложная конструкция, представляющая собой организованную совокупность групп унифицированных конструктивных элементов, таких как основание, фундамент, колонны, пилоны, стены, перекрытие и т.д. Каждый из этих элементов имеет свой критерий важности, свою категорию ответственности, согласно нормативным документам [7].

Аварийная ситуация приводит к полному или частичному отказу конструктивного элемента или системы в целом. Для оценки последствий возникновения аварийной ситуации (отказа) в конструктивном элементе необходимо учитывать критерий важности элемента в системе и учитывать его расположение. Например, отказ колонны первого этажа ведет к перерастанию аварийной ситуации в аварию, а отказ колонны среднего этажа при правильном проектировании ведет к перераспределению усилий в конструктивной системе.

К примеру, на рис.4 представлена расчетная модель пространственного каркаса, который образован стержневыми (колонны) и плоскими (плиты перекрытия) конечными элементами (КЕ). Сечение колонн 0,5x0,5 м, толщина перекрытия 0,2 м. На плиты перекрытия приложена равномерно распределенная вертикальная нагрузка $q = 1 \text{ т/м}^2$.

В таблице 1 представлены результаты расчетов в проектном состоянии (без удаления колонны) и в запроектом состоянии с учетом аварийного выхода из строя колонн первого этажа. Расчет был выполнен при помощи программного комплекса «ЛИРА-САПР 2013» с учетом физической и геометрической нелинейности.

Анализируя результаты расчетов, можно констатировать, что компьютерное моделированием процесса внезапного удаления одной из колонн первого этажа помогло выявить наиболее важные колонны (К1, К5, К16, К20), для которых наблюдается наихудшее НДС модели пространственного каркаса.

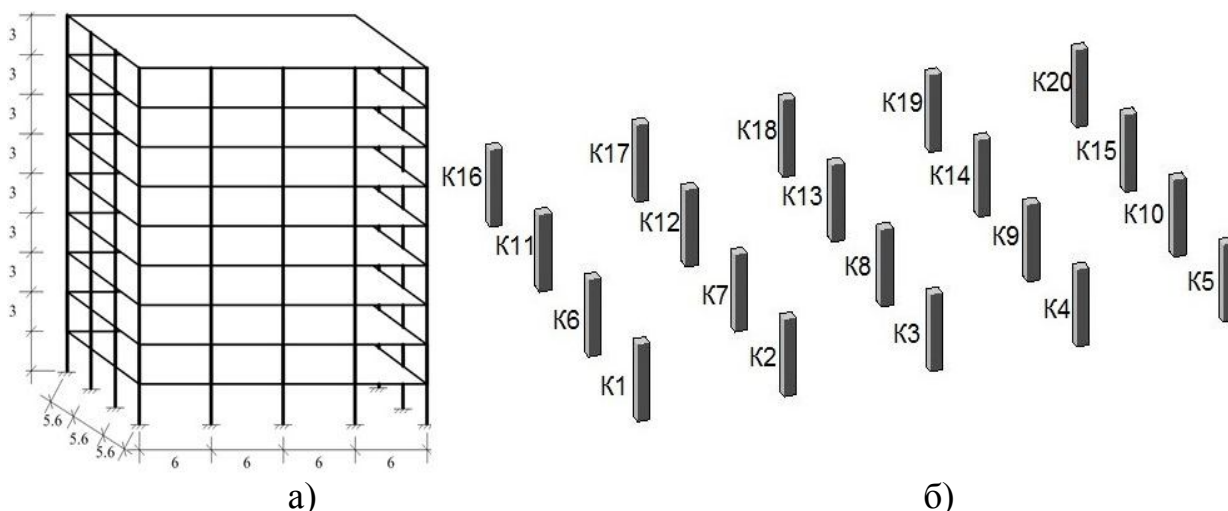


Рис.4. Расчетная модель пространственного каркаса (а) и расположение колонн в плане (б)

Параметры напряженно-деформированного состояния расчетной модели в проектном и запроектном состоянии

Параметры напряженно-деформированного состояния	Без удаления	Удаление колонн K1,K5, K16,K20	Удаление колонн K2,K4,K17, K19	Удаление колонн K3,K18	Удаление колонн K6,K10,K11, K15	Удаление колонн K7,K9, K14,K17	Удаление колонн K8,K13
Перемещения по оси x верхней ПП, мм	0,0379 ÷ -0,0379	6,04 ÷ -1,9	5,02 ÷ -5,73	0,223 ÷ -0,223	5,39 ÷ -10,4	0,211 ÷ -0,41	0,146 ÷ -0,146
Перемещения по оси z нижней ПП, мм	-3,48	-45,3	-36,9	-31,0	-36,1	-32,6	-27,5
Максимальная продольная сила N в колоннах 1-го этажа, т	-177	-178	-238	-221	-226	-246	-230
Максимальные и минимальные напряжения N _x в ПП 1-го этажа, т/м ²	13,9 ÷ -12,1	59,1 ÷ -87,7	54,7 ÷ -71,1	50,4 ÷ -63,8	57,5 ÷ -65,5	57,9 ÷ -75,5	55,9 ÷ -70
Максимальные и минимальные напряжения N _y в ПП 1-го этажа, т/м ²	7,66 ÷ -11,6	60 ÷ -88,1	59,4 ÷ -93	52,4 ÷ -77,1	54 ÷ -71,2	61,9 ÷ -85,2	52,3 ÷ -71,3

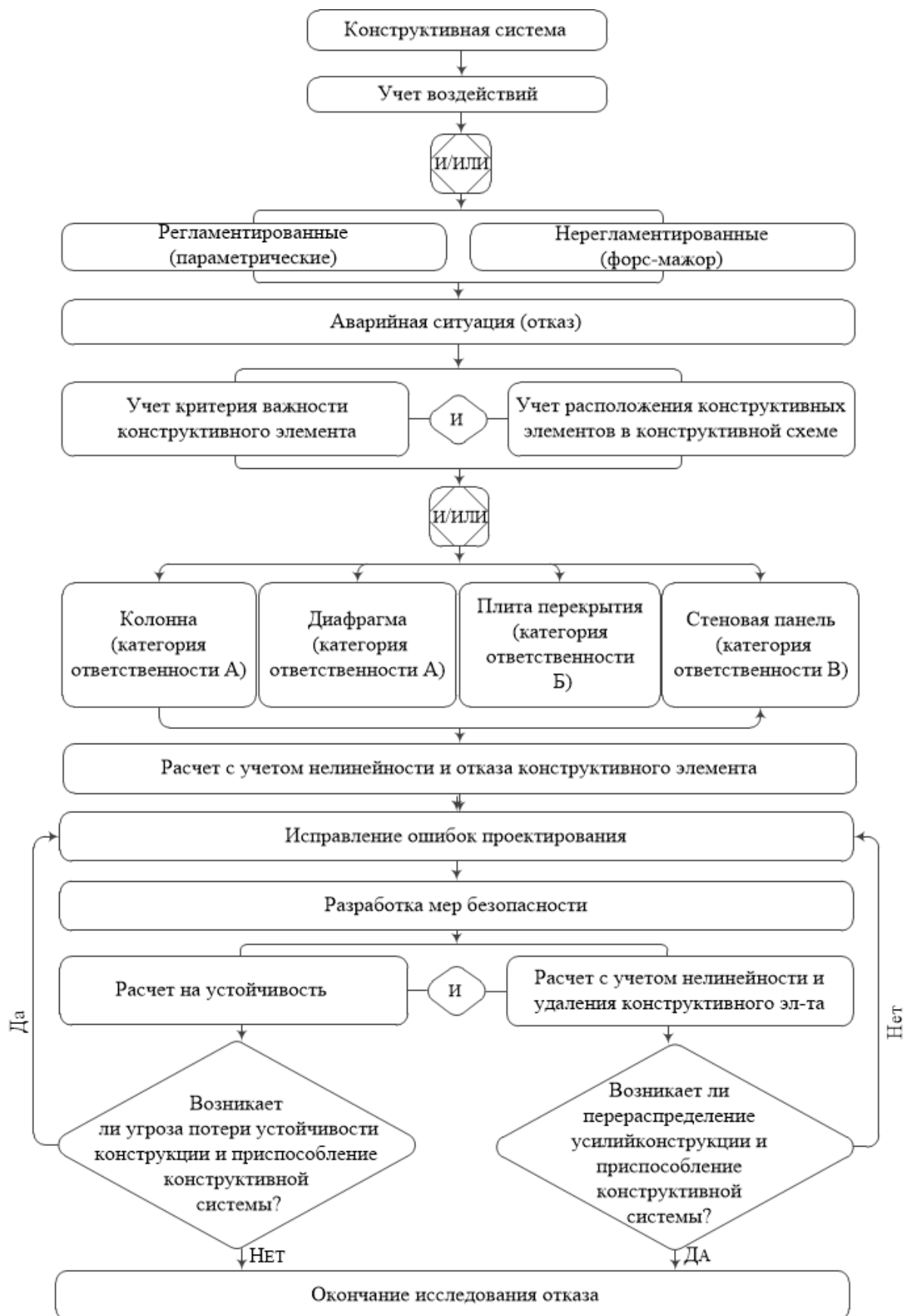


Рис. 5. Алгоритм причинно-следственного анализа отказов для конструктивной системы

3. Согласно нормативным документам [7] назначаются различные уровни надежности, конструктивным элементам или всему каркасу. При этом под стандартным уровнем надежности унифицированных групп несущих конструкций следует понимать такой уровень надежности, при котором риск аварии становится стандартным: нормальным или предельно-допустимым. К нормальному уровню надежности относится уровень P_i , при котором обеспечивается нормальный (естественный) R_i риск аварии объекта, а к предельно допустимому – уровень P_j , который соответствует предельно-допустимому значению R_j риска аварии.

Соответственно к нормальному риску аварии объекта приводят параметрические воздействия, а к предельно-допустимому приводят внезапные нерегламентированные воздействия. Поэтому при проектировании необходимо разрабатывать предупредительные меры для обеспечения безопасности объекта в течение заданного периода времени при возникновении аварийной ситуации.

4. В качестве предупредительных мер обеспечения безопасности объекта предлагается выполнять расчет на устойчивость и расчет с учетом нелинейности. Расчет на устойчивость выполняется для выявления устойчивости системы. Расчет с учетом нелинейности выполняется для выявления критической нагрузки в элементе, потенциально подвергающемуся аварийному воздействию.

Если критическая нагрузка в элементе возникла, необходимо проанализировать работу конструктивной системы при учете исключения из работы этого элемента и оценить вероятность приспособляемости конструктивной системы к вновь возникшим условиям работы. По результатам этого расчета следует выявить перераспределение усилий, которое возникает после удаления элемента, если перераспределения не произошло, то может возникнуть аварийная ситуация, которая может привести к аварии большого участка либо всего объекта. Для предотвращения этой ситуации рекомендуется предпринять проектные меры по усовершенствованию конструктивной системы в целом, с учетом взаимовлияния конструктивных элементов.

На рис.5 показан алгоритм исследования отказов на примере высотного здания.

Вывод

При помощи алгоритма исследования отказов для конструктивной системы можно оценить потенциал несущей способности любого строительного объекта.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мельчаков А.П. Расчет и оценка риска аварии и безопасного ресурса строительных объектов. (Теория, методики и инженерные приложения). Челябинск : Изд-во. ЮУрГУ, 2006. 49 с.

2. Добромыслов А.Н. Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам. М.: Изд-во АСВ, 2004.-72 с.
3. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. М: Изд-во АСВ, 2007. 256 с.
4. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.
5. Акимов В.А., Лесных В.В., Радаев Н.Н. Оценка анализа и управления рисками в природной и техногенной сферах. М.: Деловой экспресс, 2004. 352 с.
6. Ветошкин А.Г. Надежность технических систем и техногенный риск. Пенза: Изд-во ПГУАиС, 2003. 155 с.
7. ДБН В.1.2-14-2009. СНББ. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.

М.А. Ромашкина, аспирантка Национального Авиационного Университета (Украина)
(e-mail: romashkina.1989@list.ru)

М.С. Барабаш, канд. техн. наук, доцент, докторант Национального Авиационного Университета (Украина)
(e-mail: bmari@ukr.net)

M.A. Romashkina, M.S. Barabash

PROVIDING OF STRUCTURAL SAFETY AT PLANING OF HIGH-RISE BUILDINGS BY PC «LIRA-SAPR»

The methods of emergency situations analysis causes are considered. The algorithm of research of failures is worked out.

Keywords: *construction, damage, destruction, emergency situations, reliability for structure, risk.*

M.A. Romashkina, Postgraduate Student of National Aviation University (Ukraine)
(romashkina.1989@list.ru)

M.S. Barabash, Candidate of TechnicalS, Associate Professor, Post Doctorate associate of National Aviation University (Ukraine)
(e-mail: bmari@ukr.net)

УДК 624.07:519.6.004

М.С. Барабаш, А.Е. Артамонова

МЕТОДЫ ОРГАНИЗАЦИИ ОБМЕНА ИНФОРМАЦИЕЙ МЕЖДУ УЧАСТНИКАМИ ПРОЦЕССА ПРОЕКТИРОВАНИЯ НА ОСНОВЕ ПК САПФИР

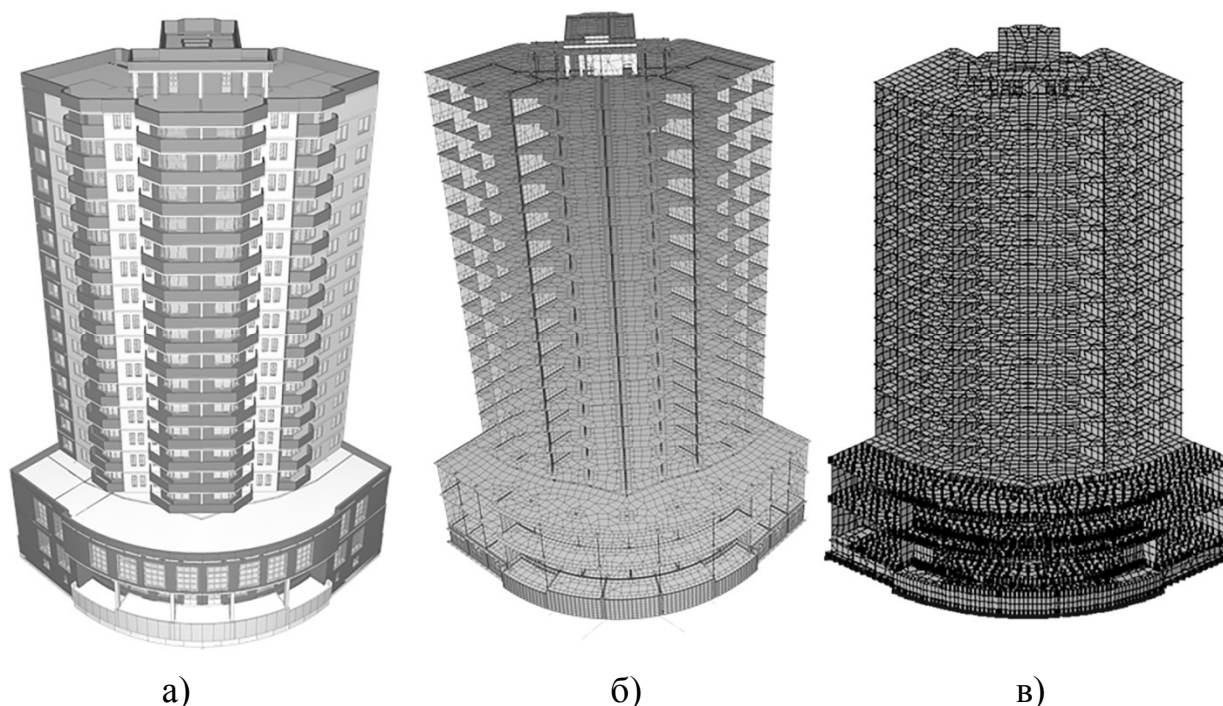
В данной статье рассмотрены основные проблемы взаимной интеграции программных комплексов при создании BIM проекта. Выполнен анализ достоинств и недостатков комплексных САПР с конструкторской точки зрения. Выведены уникальные особенности и преимущества проектирования на основе программного комплекса САПФИР.

Ключевые слова: ПК САПФИР, комплексные САПР, BIM модель, интеграция программных комплексов, программные средства, этапы проектирования.

Все современные архитектурные программные комплексы, такие как ArchiCAD, REVIT, Allplan и др., ориентированы на параметрическое моделирование. Несмотря на это, ни один из них не интегрируется качественно с расчетными программными комплексами, что позволяет подчеркнуть особенность программного комплекса нового поколения САПФИР.

Модель, созданная в любом архитектурном комплексе, как правило, является несовершенной для расчета. Уникальной характеристикой программного комплекса САПФИР является возможность импортировать такую несовершенную модель через IFC-формат, доработать ее в автоматизированном режиме и привести модель к расчетной схеме для последующей передачи в расчетные программные комплексы (рис. 1). После выполнения прочностного расчета, подбора арматуры результаты армирования возвращаются в программный комплекс САПФИР для создания в автоматизированном режиме проектно-конструкторской документации в системе САПФИР-ЖБК.

Программа САПФИР-КОНСТРУКЦИИ является не просто мощным средством решения общих композиционных и графических задач, но еще и укрепляет связь между творческим характером концептуального проектирования и детальной разработкой проекта. С помощью программы САПФИР-КОНСТРУКЦИИ проектировщики могут добиться общего понимания взаимосвязи между композиционной формой и формой здания на протяжении всего рабочего процесса.



а) б) в)
Рис.1. Этапы преобразования модели в ПК САПФИР: а - архитектурная модель; б – аналитическая модель; в – расчетная схема

Понятие комплексных САПР в последнее время получило широкое распространение в архитектурно-строительном проектировании, а также в машиностроении. При этом комплексность может быть разной – комплексность, связанная с автоматизацией всех этапов проектирования от архитектуры до создания смет, акцентированная на подсчет объемов работ с привязкой к нормативам в позициях смет и автоматизацией процесса управления строительством. С другой стороны, весьма актуальной и востребованной является комплексность, направленная на связку архитектурного проектирования и конструирования, которая предусматривает создание в автоматизированном режиме компьютерной модели для подготовки адекватной расчетной схемы и выдачи рабочей конструкторской документации.

Сейчас много пишется о технологии информационного моделирования строительных объектов (BIM-технология). Как правило, при этом основное внимание уделяется общим принципам данной технологии и опыту зарубежных фирм по ее использованию.

Проблема выбора BIM (3D) технологий для проектирования строительных конструкций является актуальной задачей для проектных организаций. Несмотря на стремительное развитие BIM-технологий в реальном проектировании перейти на моделирование всех разделов в одной среде не удастся. Наиболее продвинутым продуктом с точки зрения комплексных САПР по ряду показателей, приведенных в сравнительной таблице, является Autodesk Revit Structure Suite. Но при проведении реального проектирования продукт, к сожалению, в настоящее время не обладает необходимым функ-

ционалом и не выдерживает критики. В плане раздела КЖ достаточно хорошо проработан Allplan Конструирование 2011, но архитекторы, как правило, работают в среде Archicad и поэтому для получения чертежей КЖ приходится конвертировать архитектурную модель по схеме Archicad > IFC > Allplan ЖБ (корректировка геометрии опалубки для расчетной схемы) > ЛИРА-САПР > Allplan ЖБ (армирование опалубки). Схема далеко не идеальна, но решает некоторую часть поставленных задач.

Комплексная САПР, разрабатываемая на основе программных комплексов семейства ЛИРА, интенсивно развивается и нацелена непосредственно на нужды проектировщиков. Она позволяет работать по схеме

Архитектурная программа (Archicad, Allplan и т.д.) > IFC > САПФИР > ЛИРА-САПР > САПФИР-ЖБК.

Каркас здания может создаваться как в любой архитектурной программе, так и в программе САПФИР. При создании каркаса здания в программе САПФИР конструктивные элементы каркаса сразу генерируются со всеми характеристиками типов сечений в соответствии с нормами. В свойствах таких элементов (например, колонн, балок) отображаются геометрические характеристики поперечного сечения объекта, тип материала, длина и многое другое. Здесь же можно задать марку бетона (стали) и пр. Вся эта информация затем автоматически используется в спецификациях. При создании каркаса здания из конструктивных элементов параллельно создается и его аналитическая модель – модель, где архитектурные объекты уже представлены в виде стержней или пластин. В дальнейшем выполняется автоматическая идеализация модели, избавление от мелких архитектурных неточностей, устранение узких мест, которые могут негативно повлиять на триангуляцию и собственно сама триангуляция модели выбранным способом. Во время работы с аналитикой в местах пересечения конструктивных элементов опционально создаются АЖТ, прикладываются все действующие на здание нагрузки, назначаются типы закреплений (граничные условия). Затем аналитическая модель со всей содержащейся в ней информацией передается из САПФИР – (САПФИР-КОНСТРУКЦИИ) в программный комплекс ЛИРА-САПР, где и выполняется дальнейший расчет. По завершении расчета все результаты в виде полей арматуры возвращаются в САПФИР для дальнейшего проектирования и получения рабочих КЖ – чертежей в САПФИР-ЖБК (раскладка арматуры, формирование спецификаций, создание ведомостей деталей и расхода стали в автоматизированном режиме).

Говоря о внедрении BIM-технологии, следует отметить, что даже при различной специфике ее реализации для каждой организации общая схема работы останется неизменной. Следовательно, при выборе комплексной САПР следует обратить внимание на возможности и достоинства предлагаемых BIM-программ с конструкторской точки зрения. При организации технологии интегрирования между архитектурными и расчетными программ-

ными комплексами очень важно получить корректную аналитическую модель, адекватно отображающую свойства и характеристики реального объекта. Анализ корректности аналитической модели с конструкторской точки зрения приведен в таблице.

Анализ корректности (адекватности) аналитической модели

	Autodesk Revit Structure Suite	Nemetschek AllPlan 2012 BIM	САПФИР
Варьируемость параметров конструктивных элементов	+	+	+
Создание сечений конструктивных элементов	–	±	+
Автоматическая генерация абсолютно жестких тел (АЖТ)	–	–	+
Возможность создания расчетных моделей капителей	–	–	+
Графическое задание нагрузок, формирование загрузений	+	–	+
Автоматический сбор ветровой нагрузки	–	–	+
Задание граничных условий	+	+	+
Моделирование процесса возведения (монтаж)	-	–	+

Рассмотрев все этапы проектирования зданий и сооружений, САД-системы и программные комплексы, используемые при этом, можно сделать вывод, что при таком их разнообразии обмен данными между ними становится нетривиальной задачей. Если предположить даже в упрощенном виде, что на каждом этапе проектирования используется только одна САД-система или программный комплекс, то и тогда получаем минимум семь разных программных средств, используемых на этапе проектирования здания и в процессе управления строительством. Но в реалиях современной жизни при разработке больших проектов, как правило, задействованы несколько проектно-изыскательских организаций, проектные институты, архитектурные организации, генподрядчик, подрядчики и субподрядчики выполнения строительства. Гарантий, что все участники проекта на соответствующих этапах проектирования используют одни и те же программные средства, нет. В качестве примера можем рассмотреть один из завершающих этапов проектирования объекта строительства – создание сметно-финансовой документации. Этот этап завершает весь процесс проектирования и продолжается параллельно с этапом управления строительством до сдачи объекта в эксплуатацию. Во время всего этапа минимум ежемесячно создаются отчеты о выполненных работах, израсходованных материалах, сводятся балансы перерасхода или

экономии с учетом текущих цен на ресурсы и т.д. Указанные документы предоставляются главной проектной организации непосредственно подрядчиками, которые выполняют работы по возведению объекта строительства. Если объект строительства достаточно большой, то подрядчик может распределять некоторые работы между субподрядчиками, и тогда они передают отчеты о выполненных работах подрядной организации, а она, в свою очередь, проектной. Как видим, в создании сметно-финансовой документации участвуют две и более организации, и каждая из них может использовать отличающиеся между собой программные средства.

Как уже отмечалось, рынок информационных технологий в настоящее время насыщен специализированными программными средствами для автоматизации отдельных этапов проектирования зданий и сооружений. Каждое из них имеет свою модель представления объекта строительства и оперирует теми атрибутами элементов модели, которые необходимы для решения задач автоматизации определенного этапа проектирования строительного объекта.

Интеграция между упомянутыми программными средствами в основном, обеспечивается путем обмена файлами экспорта/импорта. Чаще всего это файлы формата DXF, которые практически обеспечивают передачу только геометрических параметров объекта в виде простых графических примитивов и их блоков. Элементы модели и их атрибуты при этом теряются. Только лидеры среди программных средств САПР, такие как ArchiCAD, Revit, имеют возможности более глубокой интеграции, но и они не обеспечивают обмен между собой всеми необходимыми данными.

Особенностью проблемы интеграции является большое количество разнообразных моделей представления данных об объекте строительства на разных этапах проектирования. В таких условиях задача интеграции различных программных комплексов, с учетом особенностей архитектурно-строительного проектирования и основных общесистемных принципов САПР (включение, системного единства, развития, комплексности, информационного единства, совместимости, инвариантности, унификации и стандартизации), является достаточно сложной задачей.

Проектирование, строительство и эксплуатация здания – это обычно очень сложный процесс, который требует тесного сотрудничества специалистов, работающих в разных областях. Схема, представленная на рисунке 2, отражает возможных участников процесса строительства, включая владельца здания, застройщиков, подрядчиков, инженеров, специалистов по организации производства и, конечно, архитекторов. Архитектор играет одну из главных ролей в этой иерархии, т. к. он единственный, кто постоянно должен предоставлять информацию о текущем статусе проекта для всех остальных участников. Если архитектурная фирма не приспособлена к такой форме обмена информацией и сотрудничества, ее не будут допускать в большие проекты. BIM-технология предоставляет довольно рациональную и автоматизи-

рованную компьютерную систему для строительной промышленности. При использовании BIM-модели на практике не только архитектор выигрывает от использования виртуального проекта. Владелец и другие участники проекта также получают ряд преимуществ.

Понятие BIM проекта позволяет перейти от «среды, основанной на отдельных файлах» к «единой среде данных».

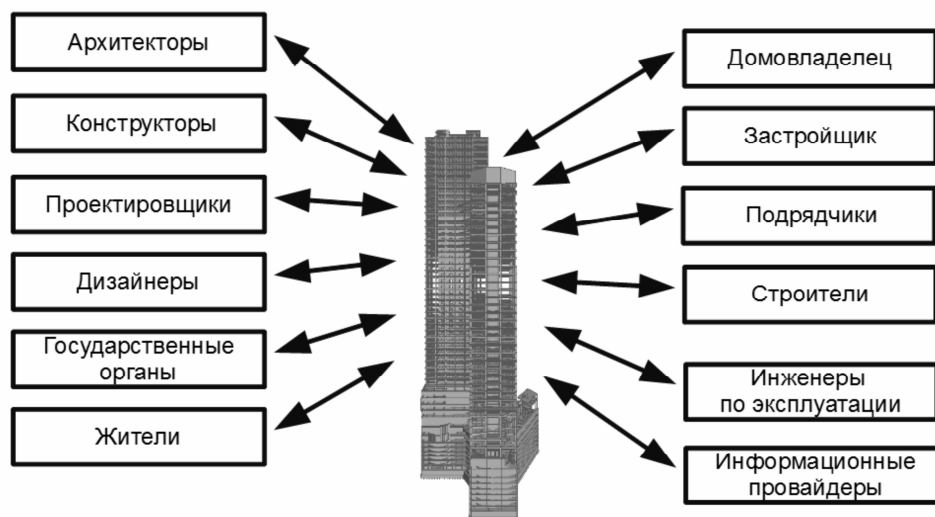


Рис. 2. Участники сотрудничества на основе информационной модели здания

Итак, до последнего времени концепция автоматизации труда конструктора базировалась на принципах геометрического моделирования и компьютерной графики. Такое положение не удовлетворяет современным требованиям к автоматизации. Сейчас необходима комплексная компьютеризация инженерной деятельности на всех этапах жизненного цикла объекта строительства, которая получила название CALS (Computer Aided Life-cycle System) технологии. Традиционные САПР с их геометрическим, а не информационным ядром не могут явиться основой для создания таких систем. Сегодня каждый строительный объект в процессе своего жизненного цикла должен представляться в компьютерной среде в виде иерархии информационных моделей, составляющих единое целое и имеющих соподчиненность.

Таким образом, развитие специализированных программных средств автоматизации проектных работ идет двумя путями — эволюционным и революционным. Эволюционно расширяются функциональные возможности продуктов, автоматизирующих каждый этап процесса проектирования в отдельности, расширяются и совершенствуются возможности САД-систем. Но революцией можно назвать появление BIM-технологий, позволяющих использовать для хранения инженерных данных (чертежей, трехмерных моделей, списков материалов и т. д.) не файловые структуры, а стандартные базы данных SQL-типа. В результате инженерная информация структурируется, и управлять ею гораздо проще.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Барабаш М.С., Бойченко В.В., Палиенко О.И. Информационные технологии интеграции на основе программного комплекса САПФИР. Киев: Сталь, 2012. 485 с.
2. Барабаш М.С., Левченко О.В. Сучасні проблеми архітектури та містобудування: Наук.-техн. збірник. Київ: КНУБА, 2012. Вип. 29. С.187 – 196.
3. Барабаш М.С., Медведенко Д.В., Палиенко О.И. Программные комплексы САПФИР и ЛИРА-САПР – основа отечественных BIM-технологий: монография. 2-е изд..М.: Юрайт, 2013. 366 с.

М.С. Барабаш, канд. техн. наук, доц. кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета (Украина)
(bmari@sofos.com.ua)

А.Е. Артамонова, инженер ТОВ «ЛИРА САПР» (Украина)
(artamonova@liraland.com.ua)

M.S. Barabash, A.I. Artamonova

ORGANIZATION METHODS OF INFORMATION INTERCHANGE BETWEEN MEMBERS OF DESIGN PROCESS ON PC SAPPFIR BASE

In given article are considered the main problems of program complex mutual integration during creation of BIM design. The analysis of complex CAD systems advantages and disadvantages was carried out from engineering point of view. Unique features and qualities of designing on PC SAPPFIR base was drawn.

Keywords: PC SAPPFIR, complex CAD systems, BIM model, integration, software, design stages.

M.S. Barabash, Candidate of Technical Science, Associate Professor of Computer Technologies in Construction Chair of National Aviation University (Ukraine)
(bmari@sofos.com.ua)

Artamonova A.I., engineer, LLC «LIRA SAPR» (Ukraine)
(artamonova@liraland.com.ua)

УДК 692.2

К.Е. Никитин, В.А. Залевский

ИССЛЕДОВАНИЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕМПЕРАТУР В НЕОДНОРОДНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЯХ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Проводится численное исследование распределения температур методом конечных элементов в кладке из камней с пустотами. Результаты сравниваются с экспериментальными данными.

Ключевые слова: метод конечных элементов, неоднородные ограждающие конструкции, распределение температур.

В статье приведены результаты исследований распределения температур с использованием метода конечных элементов в стене, выполненной из камней с пустотами. Рассматривалась кладка камнями КСР-ПР-ПС2-12-39 производства ОАО «Курский завод КПД» в один слой на жестком цементно-песчаном растворе.

Такая конструкция является неоднородной ввиду наличия пустот в камнях и слоев раствора, скрепляющих отдельные камни. Инженерные расчеты такого рода конструкций выполняются упрощенно, с усреднением температур по поверхностям и, соответственно, теплотехнических характеристик кладки.

На осреднении температур основаны методики экспериментального определения теплопроводности кладки по ГОСТ 503-2007 [1] и ГОСТ 6133-99 [2]. Однако данные методики разработаны, в первую очередь, для исследований кладки из полнотелых камней. При применении их к камням с пустотами в ряде случаев приходится сталкиваться с ошибками определения теплотехнических характеристик, связанных с неоднородным распределением температур внутри кладки, необходимостью особой расстановки датчиков измерения температур на кладке. Для выбора правильных условий эксперимента авторами была предпринята попытка осуществить его численное моделирование.

Рассмотрена стационарная задача переноса тепла с равномерным распределением температур в объеме воздуха, примыкающем к поверхностям кладки. Для определения температур на наружных поверхностях и внутри объема кладки строилась детальная конечно-элементная модель фрагмента кладки из рассматриваемых блоков размерами 790 x 940 мм, с использованием программы Simulation комплекса SolidWorks (рис. 1). Модель строилась

из объемных четырехузловых конечных элементов с плоскими для решения задач теплопроводности. Средний размер элемента был принят 40 мм. Разбиение на сеть конечных элементов осуществлялось в автоматическом режиме. Конечным элементам, соответствующим бетону камня, назначалось значение теплопроводности, полученное по экспериментальным данным $\lambda_w = 0,985 \text{ Вт/(м}^\circ\text{С)}$. Элементам цементно-песчаного раствора назначалось значение теплопроводности $\lambda_w = 0,58 \text{ Вт/(м}^\circ\text{С)}$. По периметру кладка окружена утеплителем - пенополистиролом толщиной 50 мм, таким же образом, как это делается при проведении эксперимента в климатической камере.

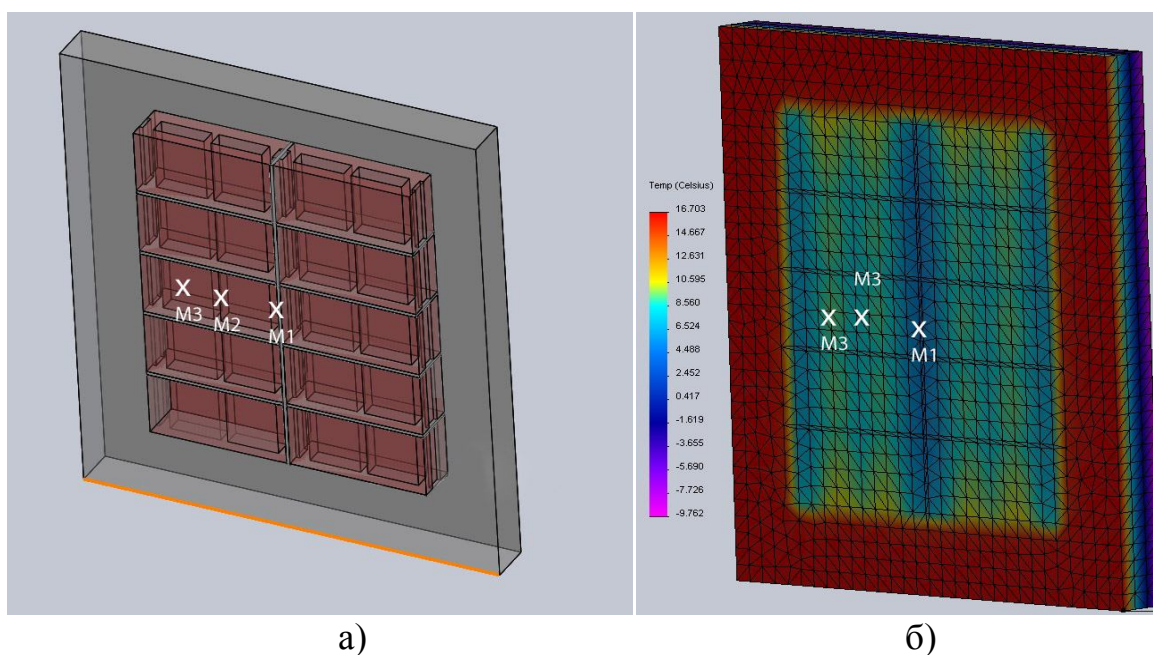


Рис. 1. Объемная модель кладки (а) и ее конечно-элементная модель с распределением температур (б)

Температурные воздействия прикладывались по двум поверхностям, численно соответствующие условиям проведения исследований по ГОСТ 503-2007 [1].

Для проверки достоверности и точности получаемых данных результаты моделирования сравнивались с результатами измерений тепловизором, проведенного в климатической камере ЮЗГУ на аналогичном рассмотренному фрагменте кладки. Сравнение результатов определения температур расчетным и экспериментальным методом (рис. 2) показывает, что они отличаются не более чем на 12%.

Такое хорошее совпадение результатов позволяет сделать заключение о возможности использования численного моделирования вместо проведения натуральных экспериментов и позволяет авторам использовать его для отработки методик проведения испытаний неоднородных ограждающих конструкций.

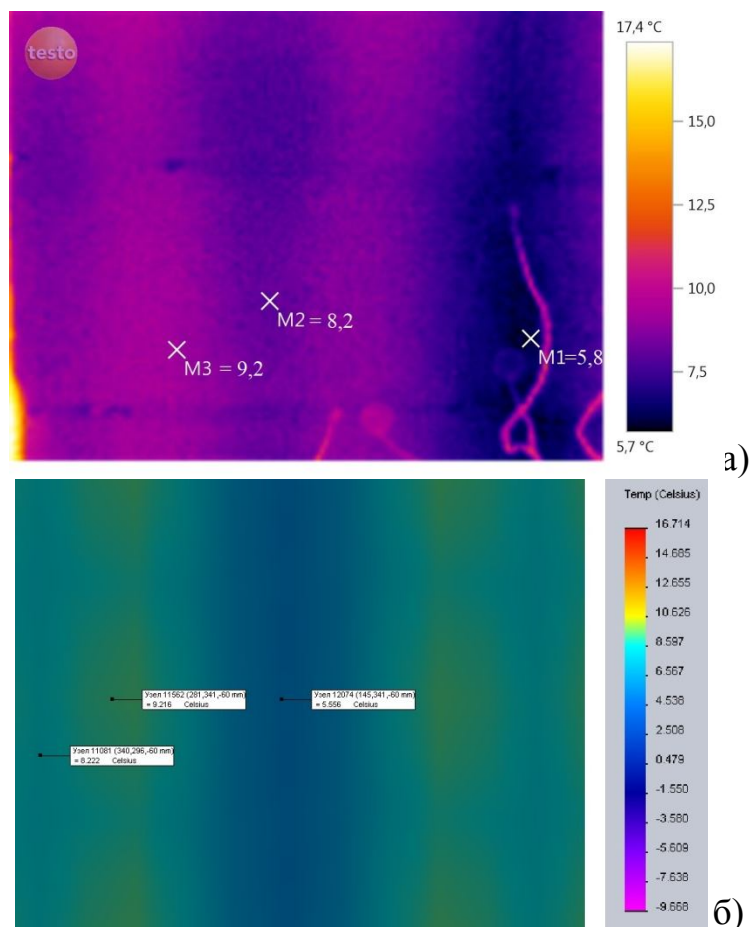


Рис. 2. Значения температур на поверхности кладки в местах установки датчиков по результатам измерения тепловизором (а) и результатам расчета (б)

1. ГОСТ 503-2007. Кирпич и камень керамические. Технические условия. М.: ЦПК Изд-во стандартов, 2006.

2. ГОСТ 6133-99. Камни бетонные стеновые. Технические условия. М.: ЦПК Изд-во стандартов, 1998.

К.Е. Никитин, канд. техн. наук, доц. кафедры городского, дорожного строительства и строительной механики Юго-Западного государственного университета (Курск)

(e-mail: niksbox@ya.ru)

В.А. Залевский, инженер, магистрант Юго-Западного государственного университета (Курск)

(e-mail: vazzalew@mail.ru)

K.E. Nikitin, V.A. Zalevsky

TEMPERATURE DISTRIBUTION IN NONUNIFORM BUILDING ENVELOPE INVESTIGATION BY FINITE ELEMENT METHOD

Temperature distribution by finite element method in blockwork with cells is investigated. Numerical results and experimental data is compared.

Keywords: *finite element method, nonuniform building envelope, temperature distribution*

K.E. Nikitin, Candidate of Technical Science, Associate Professor of Southwest State University (Kursk)
(e-mail: niksbox@ya.ru)

V.A. Zalevsky, engineer, undergraduate of Southwest State University (Kursk)
(e-mail: vazzalew@mail.ru)

УДК 624.074.43

К.Е. Никитин, Д.Г. Смотров

ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ СОВРЕМЕННЫХ РАСЧЕТНЫХ КОМПЛЕКСОВ ДЛЯ ПРОВЕРКИ УСТОЙЧИВОСТИ ТОНКОСТЕННЫХ ПОЛОГИХ ОБОЛОЧЕК

Анализируется точность определения критических нагрузок потери устойчивости при проведении расчетов тонкостенных пологих оболочек с использованием расчетного комплекса SCAD Office. Полученные значения сравниваются с результатами, полученными аналитическим методом. Даются рекомендации по оптимальному дроблению конструкции на конечные элементы.

Ключевые слова: *тонкостенные пологие оболочки, метод конечных элементов, SCAD Office, потеря устойчивости.*

При необходимости перекрытия площадей больших размеров без устройства промежуточных опор находят применение тонкостенные пространственные конструкции в виде тонкостенных оболочек.

Одним из факторов, сдерживающих широкое применение подобных систем, является сложность их расчета, которая в значительной степени уп-

ростилась с развитием ЭВМ. Еще недавно единственным средством расчетов подобных строительных систем были расчеты с использованием приближенных аналитических и полуэмпирических методик. Точность подобных методик применительно к реальным объектам проектирования была невысока. Поэтому в конструкцию изделия закладывались значительные коэффициенты запаса, снижающие риск принятия ошибочного проектного решения. Появление компьютерной техники и развитие вычислительной математики привели к серьезным изменениям традиционных подходов к инженерным расчетам.

В настоящее время в практике проектирования тонкостенных конструкций наибольшее распространение получил метод конечных элементов, который является основой большинства современных расчетных комплексов. Может создаться впечатление, что научившись работе с таким программным комплексом и не особенно вдаваясь в теорию расчета тонкостенных конструкций можно легко спроектировать оболочечную конструкцию совершенно произвольной формы. Однако это не так. Такое «слепое» использование метода конечных элементов часто может привести к ошибочным результатам. На наш взгляд, возможность применения расчетных комплексов метода конечных элементов к расчету конструкций определенных форм, размеров, выполненных из конкретного материала с учетом их конструктивных особенностей должна быть обоснована путем проведения специальных исследований, а именно проверки достоверности, сходимости, точности получаемых результатов. Должна быть разработана и отработана методика расчета данного вида конструкций.

В данной статье проводится исследование достоверности и точности получаемых при помощи конечно-элементного комплекса SCAD Office [1] результатов проверки устойчивости тонкостенных пологих оболочек вращения по геометрически нелинейной теории. Проводится сравнение получаемых результатов с результатами аналитических расчетов по методу Г.А. Генниева и Н.С. Чаусова [2]. По результатам этого анализа даются рекомендации по выбору шага разбиения подобных видов оболочек на конечные элементы.

При проведении исследования рассматривались оболочки вращения (рисунок 1) с образующей, заданной функцией

$$F(\xi) = f_0 \cdot \rho^\xi, \quad (1)$$

где f_0 – стрела подъема оболочки; $0 \leq \rho \leq 1$ – безразмерный радиус основания оболочки; $0 \leq \xi \leq \infty$ – параметр, определяющий форму срединной поверхности оболочки.

Рассматривались пологие оболочки для которых удовлетворяется условие $f_0 \leq 0,2a$.

Далее приведены результаты определения критической нагрузки при рассмотрении свободно опертой сферической оболочки с параметрами: $a =$

1 м, $f_0 = 0,1$ м, $\xi = 2$, $h = 0,001$ м. (где a - радиус основания оболочки; h - толщина оболочки).

В SCAD Office оболочка моделировалась набором четырехугольных и треугольных (в вершине) плоских конечных элементов оболочки. Разбиение на конечные элементы осуществлялось равномерно в радиальном и окружном направлениях. Рассматривались варианты разбиения оболочки на различное число элементов, при этом число конечных элементов выбиралось таким образом, чтобы различие между размерами элементов в радиальном и окружном направлениях было невелико. Результаты сравнительного анализа представлены в таблице и на графике (рис. 2).

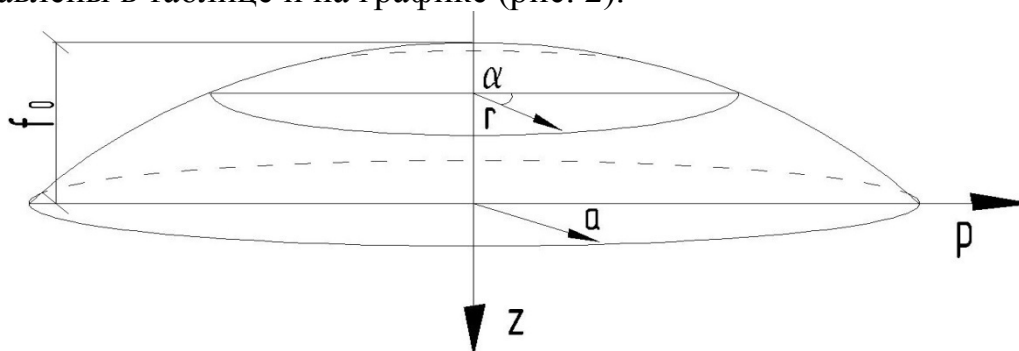


Рис. 1. Рассматриваемая оболочка

Сравнение результатов расчета в SCAD Office и по аналитическому методу.

№	Разбиение $n \times m$	SCAD Office, кг/см ²	Аналитическое решение, кг/см ²	Расхождение результатов, %
1	200x20	2,41	2,97	18,8
2	150x15	2,42		18,5
3	125x13	2,43		18,2
4	110x11	2,44		17,8
5	100x10	2,45		17,5
6	50x5	2,63		11,6
7	34x4	2,74		7,9
8	30x3	3,27		9,0
9	29x3	3,05		2,6
10	27x3	3,04		2,3
11	25x3	3,71		19,8
12	22x2	3,76		20,1
13	20x2	3,71		19,8
14	10x1	1,23		58,7

Примечание. В таблице использованы следующие обозначения: n – число элементов в окружном направлении, m – число элементов в радиальном направлении.

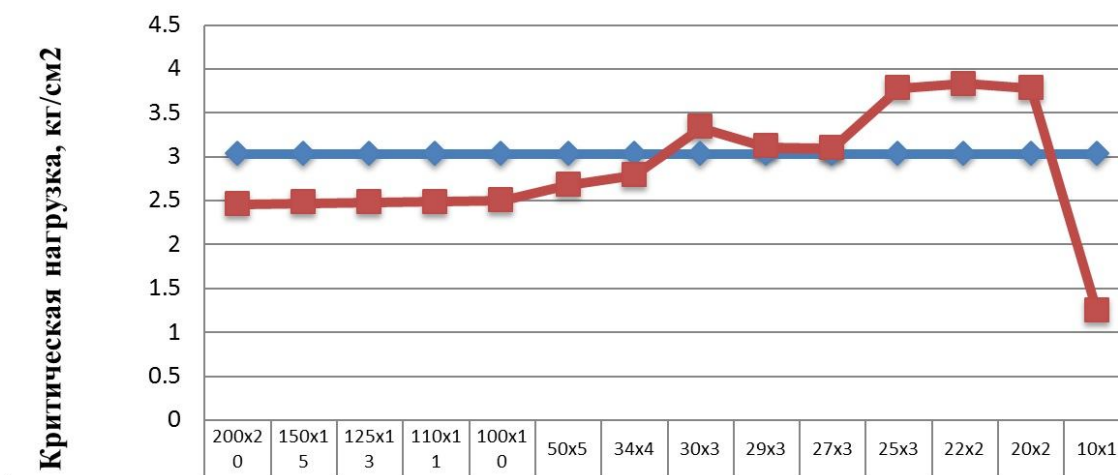


Рис. 2. График сравнения изменения значений критической нагрузки в зависимости от частоты разбиения оболочки на конечные элементы

Как видно из полученных результатов, при определенном шаге разбиения значения, полученные в SCAD Office и аналитическим методом, достаточно близки.

По результатам исследования выявлено, что наиболее оптимальным является разбиение оболочки на конечные элементы размером в 3 - 3,7 раза меньше радиуса основания оболочки, при этом не следует разбивать оболочку на большое число элементов, точность результатов при этом будет снижаться.

1. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А.А. Маляренко [и др.]. М.: Изд-во ABC, 2006. 592 с.

2. Гениев Г.А., Чаусов Н.С. Некоторые вопросы нелинейной теории устойчивости пологих металлических оболочек // Научное сообщение ЦНИПС. Вып. 13. М.: Госстройиздат, 1954. 51с.

К.Е. Никитин, канд. техн. наук, доц. кафедры городского, дорожного строительства и строительной механики Юго-Западного государственного университета (Курск)
(e-mail: niksbox@ya.ru)

Д.Г. Смотров, инженер, магистрант Юго-Западного государственного университета (Курск)
(e-mail: demon4ik007@mail.ru)

K.E. Nikitin, D.G. Smotrov

**SPECIFICS OF MODERN COMPUTING COMPLEX USAGE FOR
BUCKLING ANALYSIS OF THIN-WALLED SHALLOW SHELLS**

Accuracy of buckling load test with SCAD Office computing complex is analyzed. Finding values of buckling loads and analytic values is compared. Optimal finite element meshing is recommended.

Keywords: *thin-walled shallow shells, finite element method, SCAD Office, buckling.*

K.E. Nikitin, Candidate of Technical Science, Associate Professor of Southwest State University (Kursk)
(e-mail: niksbox@ya.ru)

D.G. Smotrov, Engineer, Undergraduate of Southwest State University (Kursk)
(e-mail: demon4ik007@mail.ru)

УДК 628.2

Т.В. Поливанова, В.В. Можайкин

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ
И ВОДООТВЕДЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ
АВТОМАТИЗИРОВАННЫХ СРЕДСТВ ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

Современные автоматизированные средства проектирования систем водоснабжения и водоотведения позволяют получить трехмерные и аксонометрические схемы, более точные расчеты систем и сооружений, отслеживать неподключенные элементы и трубопроводы.

Ключевые слова: *системы водоснабжения, трубопроводная арматура, сантехнические приборы, счетчики.*

Уровень и темпы информационного и научно-технического развития во многом определяют состояние как экономики в целом, так и качество жизни.

С появлением компьютеров автоматизация стала внедряться в различные сферы деятельности человека. Коснулась она и строительства. К сожалению, раздел «Водоснабжение и водоотведение» не обладает большим количеством программ, касающихся вопросов проектирования систем водоснабжения и канализации, как, например, «Архитектура», где на сегодняшний день можно встретить огромное количество программного продукта, с

помощью которого можно создавать разнообразные проекты частных домов, жилых и промышленных комплексов, внутренний интерьер этих помещений. Но и здесь встречаются некоторые комплексы, предназначенные для облегчения труда проектировщиков.

Так, программа nanoCAD ВК предназначена для проектирования внутренних систем горячего и холодного водоснабжения, канализации, а также водяного пожаротушения. В nanoCAD ВК объединены расчетная и графическая часть раздела проектирования «Внутренний водопровод и канализация». Программа сочетает 2,5D-графику с возможностью трехмерного решения.

Программный продукт nanoCAD ВК включает в себя специализированные инструменты инженера-сантехника. Из созданной 2,5D-модели систем водопровода и канализации проектировщик получает практически всю необходимую документацию, а именно:

- поэтажные планы;
- трехмерную схему систем водоснабжения и водоотведения;
- аксонометрические схемы;
- спецификацию оборудования;
- спецификацию систем водопровода и канализации;
- ведомость рабочих чертежей основного комплекта;
- ведомость ссылочных и прилагаемых документов.

Следует отметить, что трехмерная модель систем, аксонометрические схемы, спецификация оборудования и спецификация систем водопровода и канализации генерируются автоматически. Помимо графической части в nanoCAD ВК включен расчетный модуль. В базу данных внесены нормативные гидравлические характеристики санитарных приборов, пожарных кранов, потребителей воды. На основе модели систем производится расчет требуемого давления и расходов воды для каждой системы, подбираются диаметры трубопроводов, типоразмеры арматуры и счетчиков.

Также хочется остановиться на программе Project StudioCS Водоснабжение это первая программа проектирования трехмерных систем водопровода и канализации по отечественным стандартам, в которой объединены расчетная и графическая части проекта. Основанием для расчета, формирования аксонометрических схем, генерации спецификаций оборудования является реальная трехмерная модель сети.

Все объекты Project StudioCS Водоснабжение (трубы, сантехнические приборы, трубопроводная арматура и т.д.) являются интеллектуальными. Каждый из этих объектов обладает определенными свойствами, характерными для данного элемента, которые можно редактировать в процессе проектирования.

Технология «условного отступа» позволяет решать такие проблемы, как прокладка трубы над трубой и отступ от ограждающих конструкций на планировках. При отрисовке плана можно сделать необходимый сдвиг впра-

во или влево для графического отображения линии. Реально (в пространстве) участок трубопровода проходит по указанной траектории, а в плоскости XY (на планировках) линия отображается с необходимым сдвигом.

Для управления данными текущего проекта используется специализированный *Мастер управления*. Он позволяет корректно вести архив по проектам, гарантированно точно выполнять расчеты и специфицирование только для текущего проекта. Кроме того, средствами этого Мастера осуществляется импорт строительных планировок в проект. Project StudioCS Водоснабжение может использовать любые строительные планировки в формате DWG.

Отрисовка систем водопровода и канализации производится в трехмерном пространстве. Сантехнические приборы и оборудование устанавливаются на определенные высотные отметки. Трубопроводы могут прокладываться горизонтально, вертикально или под уклоном. Специализированные привязки обеспечивают точное присоединение трубопроводов к сантехническим приборам и оборудованию, установку арматуры и фитингов на трубы. Специализированные функции позволяют отслеживать неподключенные элементы и трубопроводы.

Расчет производится автоматически для всех систем текущего проекта. Рассчитываются расходы и требуемый напор, автоматически подбираются диаметры труб. Также в автоматическом режиме генерируются спецификации оборудования и аксонометрические схемы. Следует отметить, что Project StudioCS Водоснабжение автоматически изменяет вид объекта с вида на плане на вид объекта в аксонометрии (например, обозначение умывальника в системах канализации). Ведомость рабочих чертежей, а также ведомость ссылочных и прилагаемых документов формируются в полуавтоматическом режиме. Все выходные документы могут быть сгенерированы пользователем в отдельных файлах формата DWG. Табличные документы (спецификация оборудования и ведомости) могут быть импортированы в MS Word, MS Excel.

Базы данных Project StudioCS Водоснабжение полностью открыты для редактирования пользователем. Существует возможность пополнять базу данных как графическими объектами (условные обозначения сантехнических приборов и оборудования), так и расчетными характеристиками (характеристики оборудования, трубопроводов, арматуры).

Дальнейшее развитие и использование автоматизированных программных комплексов откроет более широкие возможности для проектирования систем и сооружений водоснабжения и водоотведения.

Т.В. Поливанова, канд. техн. наук, доцент, и.о. завкафедрой «Водоснабжение и охрана водных ресурсов» Юго-Западного государственного университета (Курск)
(e-mail: viovr@yandex.ru)

В.В. Можайкин, ст. преподаватель кафедры «Водоснабжение и охрана водных ресурсов» Юго-Западного государственного университета (Курск)

T.V. Polivanova, V.V Mozhaykin

DESIGN OF SYSTEMS OF WATER SUPPLY AND WATER DISPOSAL WITH USE OF THE AUTOMATED DESIGN TOOLS

The modern automated design tools of systems of water supply and water disposal allow to receive three-dimensional and axonometrical schemes, more exact calculations of systems and constructions, to trace not connected elements and pipelines.

Keywords: *water supply systems, pipeline fittings, sanitary devices, counters.*

T.V. Polivanova, Candidate of Technical Science, Associate Professor, acting the Department Chair "Water supply and protection of water resources" of Southwest State University (Kursk)
(e-mail: viovr@yandex.ru)

V.V Mozhaykin., Senior Lecturer of "Water Supply and Protection of Water Resources" Chair of Southwest State University (Kursk)

УДК 004.942: 624.014.078.45 + 624.042.12

Т.Г. Михайленко

РАСЧЁТ СУММАРНЫХ ОСТАТОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ОТ ПРИВАРКИ РЁБЕР ЖЁСТКОСТИ К СТЕНКАМ ПРОКАТНЫХ ШИРОКОПОЛОЧНЫХ ДВУТАВРОВ С ПОМОЩЬЮ ПРОГРАММЫ MATHCAD

При расчёте суммарных остаточных напряжений от прокатки и сварки в стенках широкополочных двутавров при приварке к ним рёбер жёсткости учесть напряжения от прокатки возможно одновременно с определением временных напряжений от сварки. Далее напряжения прокатки будут автоматически учтены при получении остаточных напряжений. Расчёт остаточных напряжений от сварки произведён по методике В.С. Игнатъевой. Для получения полей напряжений (временных, остаточных от

сварки, суммарных от прокатки и сварки) использовалась программа *Mathcad*.

Ключевые слова: прокатные широкополочные двутавры, рёбра жёсткости, остаточные напряжения.

Для оценки сложного напряжённого состояния стальной строительной конструкции недостаточно рассчитать напряжения от приложенных внешних нагрузок. Остаточные напряжения, возникающие в конструкции из-за влияния всех технологических операций изготовления, бывают достаточно велики и могут достигать предела текучести. Взаимодействуя с напряжениями от внешних нагрузок, остаточные могут стать причиной преждевременного разрушения конструкции. В балочных конструкциях, выполненных из широкополочных двутавров, особенно тех, которые подвергаются динамической нагрузке, опасным местом разрушения является та часть стенки, которая подвергается при эксплуатации воздействию растягивающих напряжений. Там возможно появление трещин. Если к тому же к стенке приварить рёбра жёсткости, то получится сложное напряжённое состояние из-за суммирования напряжений от прокатки, сварки и внешней нагрузки.

Наиболее изученными являются напряжения от сварки. Общая теория одноосных сварочных напряжений и деформаций разработана в работах Н.О. Окерблома, Г.А. Николаева и других авторов. Для изучения работы большинства строительных конструкций необходимо получить плоское напряжённое состояние, методика расчета которого представлена в работах В.С. Игнатъевой [1]. Задача нахождения остаточных напряжений складывается из двух задач: нахождение временных температурных напряжений в предположении упругой работы материала и определение остаточных напряжений в зависимости от области распространения пластических деформаций. Широко применяемый в строительном проектировании программный комплекс SCAD не решает такую задачу. Моделирование процессов сварки при помощи продуктов ECI Group [2] позволяет получить остаточные напряжения от сварки, но не изучает взаимодействие полей напряжений от прокатки и сварки. В данной статье рассматривается решение с помощью программы *Mathcad*. Получены напряжения σ_x , σ_y , τ_{xy} (рис. 1) для сварки коротких швов (когда отношение длины шва к толщине свариваемого элемента не превышает 30). Такие швы могут применяться, в частности, для приварки рёбер жёсткости к стенкам широкополочных двутавров, которые, в свою очередь, имеют начальное поле напряжений от прокатки.

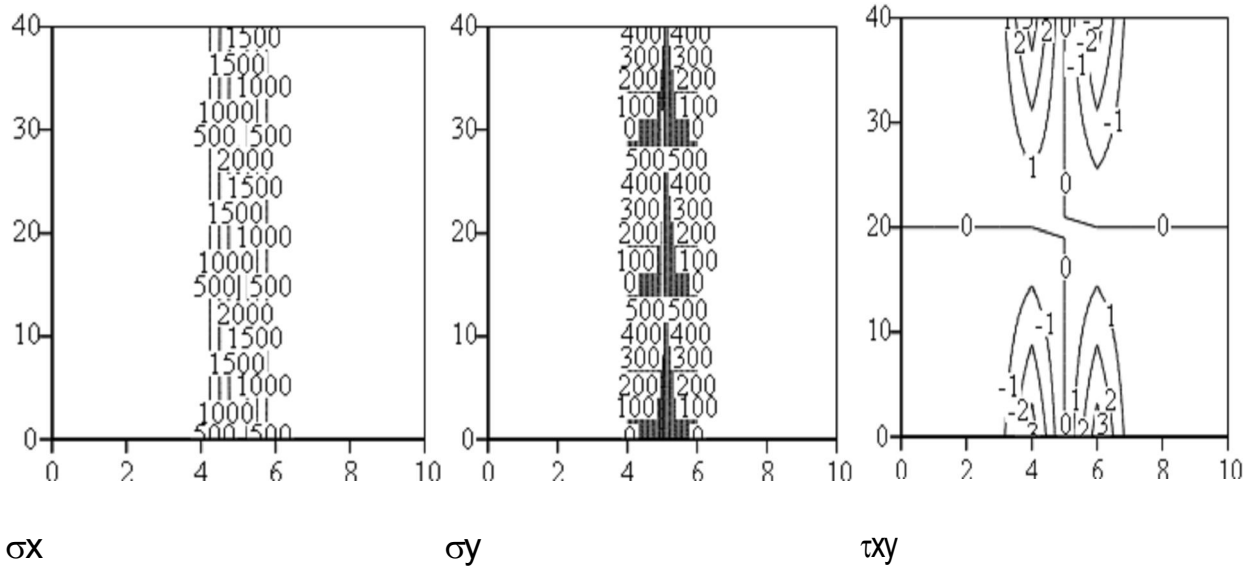


Рис. 1. Остаточные напряжения от сварки, кг/см²

Напряжённое состояние в двутаврах (прокатных и сварных [3]) приблизительно можно считать одноосным, т. к. поперечные напряжения на порядок меньше продольных и их исследованию почти не уделялось внимания. Предлагается учитывать напряжения от прокатки добавлением соответствующего слагаемого в формулу для расчёта временных напряжений от сварки. Если считать, что σ_y от приварки рёбер жёсткости действует поперёк шва, то его и нужно суммировать с продольным напряжением от прокатки, т.к. рёбра привариваются перпендикулярно длине двутавра (рис. 2). Граничные условия, т.е. соединение полки со стенкой, в данной статье не рассматриваются и могут служить объектом дальнейших исследований.

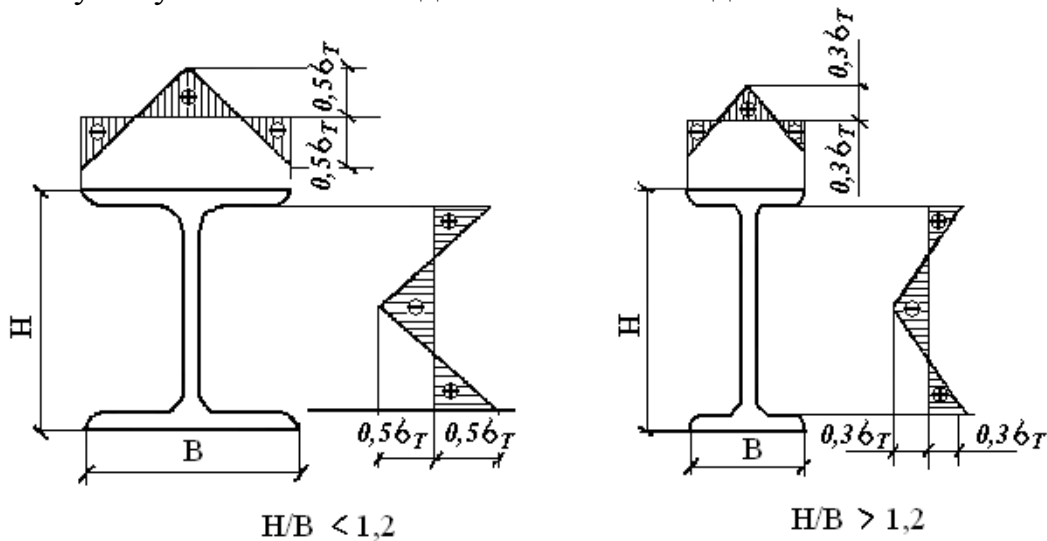


Рис. 2. Эпюра остаточных напряжений в широкополочных двутаврах от прокатки [4]

Формулы для расчёта временных напряжений от сварки с учётом прокатки в программе Mathcad выглядят следующим образом:

$$\sigma_x = A \cdot \int_{-l/2}^{l/2} \left[\frac{y^2 - (x-s)^2}{[y^2 + (x-s)^2]^2} \cdot \left[1 - \exp\left[-\frac{y^2 - (x-s)^2}{4 \cdot \alpha \cdot t}\right] \right] - \frac{y^2 \cdot \exp\left[-\frac{y^2 + (x-s)^2}{4 \cdot \alpha \cdot t}\right]}{2 \cdot \alpha \cdot t \cdot (y^2 + (x-s)^2)} \right] ds ; \quad (1)$$

- составляющая напряжений σ_{1y} от сварки:

$$\sigma_{1y} = A \cdot \int_{-l/2}^{l/2} \left[\frac{-(y^2 - (x-s)^2)}{[y^2 + (x-s)^2]^2} \cdot \left[1 - \exp\left[-\frac{y^2 - (x-s)^2}{4 \cdot \alpha \cdot t}\right] \right] - \frac{(x-s)^2 \cdot \exp\left[-\frac{y^2 + (x-s)^2}{4 \cdot \alpha \cdot t}\right]}{2 \cdot \alpha \cdot t \cdot (y^2 + (x-s)^2)} \right] ds \quad (2)$$

- составляющая напряжений σ_{2y} от прокатки:

$$\sigma_{2y} = \text{if} \left[0 \leq x \leq \frac{l}{2}, (0,2 \cdot \sigma_T \cdot x - \frac{\sigma_T}{2}), (-0,2 \cdot \sigma_T \cdot x - \frac{\sigma_T}{2}) \right] ; \quad (3)$$

- суммарные временные напряжения σ_y от сварки и прокатки:

$$\sigma_y = \sigma_{1y} + \sigma_{2y} , \quad (4)$$

где x, y – координаты, t – момент времени; s – текущая координата; l – длина сварного шва; α – коэффициент температуропроводности; σ_T – предел текучести.

$$A = Q \cdot aT \cdot \frac{E}{2 \cdot \pi \cdot c} , \quad (5)$$

где Q – тепловложения; c – объёмная теплоёмкость; aT – коэффициент объёмного расширения; E – модуль упругости стали.

Остаточные напряжения от прокатки и сварки находились по формулам из [1] с учётом изменённых временных напряжений σ_y .

Как видно из эпюр, напряжения от прокатки несущественно меняют картину остаточных напряжений в целом, немного увеличивая их по абсолютной величине, что не должно неблагоприятно отразиться на работе конструкции. В центре шва для эпюр σ_x и σ_y наблюдаются напряжения растяжения, что не противоречит общепринятой теории.

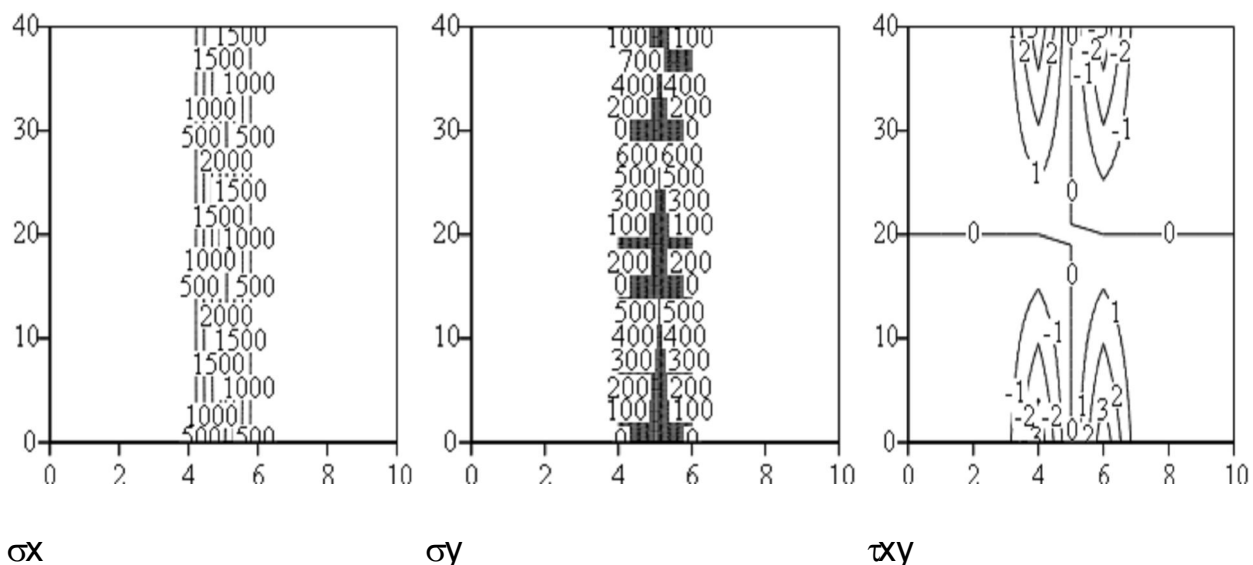


Рис. 3. Суммарная эпюра остаточных напряжений от прокатки и сварки, кг/см²

Растянутая область в эпюре σ_x при учёте прокатки немного расширяется, в эпюре σ_y , наоборот, становится уже. Касательные напряжения τ_{xy} весьма малы и практически не меняются при учёте напряжений от прокатки. Так как в области рядом со сварным швом, охватываемой изотермой 600°C, остаточные напряжения отжигаются, то поле суммарных остаточных напряжений от прокатки и сварки сформируется вне зоны распространения данной изотермы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1.Игнатъева В.С., Кочергин Ю.Г. К расчёту остаточных сварочных напряжений // Сб.тр. МИСИ. М., 1966. С.373-392.
- 2.Биленко Г. Моделирование процессов сварки при помощи продуктов ECI Group (SYSWELD, PAM-ASSEMBLY) // САПР и графика. 2010. №7. С. 58-60.
3. Михайленко Т.Г., Логачёв К.И., Редькин Г.М. О напряжённом состоянии прокатных широкополочных и сварных двутавров до и после приварки к ним рёбер жёсткости // Вестник БГТУ им. В.Г.Шухова. Строительство и архитектура. 2013. №2. С. 60–62.
4. Михайленко Т.Г. Сравнение остаточных напряжений в прокатных балках и в сварных с размерами, аналогичными прокатным. Курск, 2011. 15 с. // Деп. в ВИНТИ 25.12.2001, №2660-В2001.

Т.Г. Михайленко, канд. ист. наук, доцент кафедры «Промышленное и гражданское строительство» Юго-Западного государственного университета (Курск)
(e-mail: mihailenko62@mail.ru)

T.G. Mikhailenko

CALCULATING OF COMBINATION OF THE RESIDUAL STRESSES FROM ROLLING AND WELDING IN ROLLED WIDE-CHELF I-BEAMS WITH STIFFENERS WITH USE MATHCAD

When calculating of combination of the residual stresses from rolling and welding in rolled wide-shelf I-beams with stiffeners possibly take into account field of stresses from rolling simultaneously with the temporary stresses from welding. Next stresses from rolling will automatically be taken into account in the calculating of the residual stresses. Calculations of residual stresses from welding made be by the method of V.S. Ignateva. To obtain the stress fields (temporal, residual from welding, combination of rolling and welding) was used program Mathcad.

Key words: *rolled wide-shelf I-beams, stiffening ribs, residual stresses.*

T.G. Mikhailenko, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of Chair of Industrial and Civil Engineering of the Southwest State University (Kursk) (e-mail: mihailenko62@mail.ru)

УДК 624.137.2

А.А. Индыкин

РАЗРАБОТКА АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ОПТИМИЗАЦИОННОГО АЛГОРИТМА ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ ГРУНТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ОСНОВЕ ЭВОЛЮЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

В статье приведены краткие сведения о разработанном алгоритме компьютерной оценки устойчивости откосов грунтовых сооружений.

Ключевые слова: *коэффициент устойчивости, откосы и склоны, алгоритм, эволюционное моделирование.*

Проектирование выемок и насыпей, предусмотренных при строительстве зданий и сооружений, связано с оценкой устойчивости грунта. Ошибки при проектировании указанных инженерных сооружений приводят к оползневым явлениям в виде смещения грунтовых масс, что может привести к трагическим ситуациям и экономическим потерям.

Существующие программные комплексы и инженерные методы расчёта откосов грунтовых сооружений требуют от пользователя специальных знаний и опыта проектирования подобных сооружений.

В настоящее время на кафедре «Строительные конструкции» Брянской государственной инженерно-технологической академии осуществляется разработка специализированного программного комплекса «S-clon», предназначенного для определения значения коэффициента устойчивости ступенчатого, неоднородного массива грунта.

Сравнительный анализ методов оценки устойчивости природных склонов и откосов грунтовых сооружений показал, что наиболее приемлемым для разработки программного комплекса является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Выбор данного метода был обусловлен простотой используемых расчётных зависимостей, легко формализующихся для реализации на ЭВМ, возможностью учёта неоднородности грунтового сооружения и действия внешней нагрузки на исследуемый объект [1].

Согласно указанному методу поверхность скольжения грунта очерчивается дугой окружности радиуса R с центром в некоторой точке O . Расчётная схема метода и выбор наиболее опасной поверхности скольжения призмы обрушения грунта способом его ручной реализации показаны на рис. Отметим, что подходам к ручному расчёту, описанным в [2, 3] свойственны определённая приближенность и рутинность реализации, что может привести к снижению точности проводимой оценки. Эти недостатки способствуют актуализации задачи построения специализированной САПР.

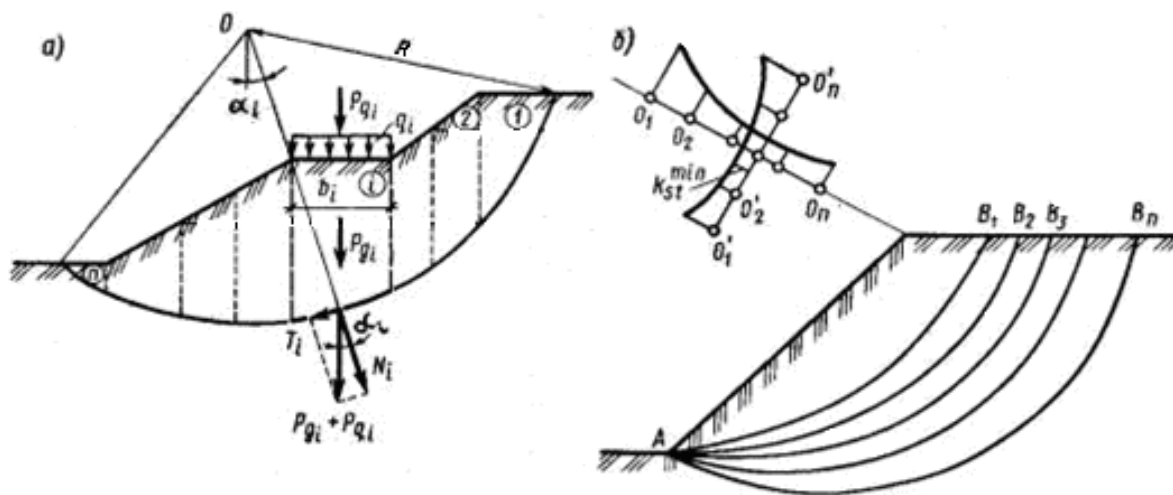


Рис. Схема к расчёту устойчивости откоса графоаналитическим методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения: а - расчётная схема; б - определение положения наиболее опасной поверхности скольжения; 1, 2, ... – номера отсеков призмы обрушения

Анализируемый коэффициент устойчивости [4], представляющий собой отношение моментов удерживающих и сдвигающих сил, при этом равен:

$$k_{st} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i}{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cdot \sin \alpha_i}, \quad (1)$$

где $P_{gi} = S_i \cdot \gamma_i$ – сила тяжести грунта отсека призмы обрушения; S_i – площадь отсека; γ_i – удельный вес грунта; $P_{qi} = q_i \cdot b_i$ – внешняя нагрузка на отсек; q_i – распределённая полезная нагрузка; b_i – ширина отсека; α_i – угол наклона нормали поверхности вращения к вертикали; φ_i – угол внутреннего трения грунта; c_i – удельное сцепление грунта; $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ – приведенная длина подошвы отсека.

Несмотря на простоту формализации задачи имеется определенная сложность реализации метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения, заключающаяся в определении положения точки вращения грунтового массива O , а в отдельных случаях и радиуса R , соответствующих наиболее опасной траектории скольжения при потере устойчивости откоса. Таким образом, при решении задачи автоматизации возникает необходимость определить точку вращения призмы обрушения грунтового массива, соответствующую минимальному значению коэффициента устойчивости откоса грунтового сооружения.

Анализ возможных альтернатив показал, что применение метода направленного случайного поиска, относящегося к направлению эволюционного моделирования, представляется эффективным для автоматизации рассматриваемой задачи, т. к. в большей степени отвечает её особенностям: локализация области поиска предполагаемого решения известна, но её границы неопределенны. Кроме того, с помощью данного метода можно достичь глобального минимума при решении рассматриваемой задачи [1].

Алгоритм поиска минимального значения коэффициента устойчивости, отвечающий физическому смыслу решаемой задачи с использованием выбранных методов, имеет следующий вид:

1) для заданных параметров откоса определяется ряд минимизированных значений коэффициентов устойчивости по следующей итерационной процедуре:

а) для произвольно заданных координат центров вращения строятся поверхности скольжения с соответствующим радиусом, очерчивающим призму обрушения грунта;

б) призмы обрушения разбиваются на ряд отсеков из условий физико-механической однородности грунтов и геометрической упорядоченности очертания их верхней границы;

в) для каждого отсека определяются текущие расчётные параметры, предусмотренные постановкой задачи;

г) на основании полученных данных вычисляются моменты сдвигающих и удерживающих сил;

д) согласно выражению (1) определяется коэффициент устойчивости грунтового сооружения, соответствующий текущему центру вращения;

е) минимизация значения коэффициента устойчивости путём внесения случайных изменений в текущие координаты центров вращения призмы обрушения, реализуемая по процедуре простого генетического алгоритма. Текущие координаты представляются в виде «хромосомы», состоящей из «генов», определяемых значениями «0» и «1» – бинарного кода координат;

2) проверка вычисленных минимизированных значений коэффициентов устойчивости склона на соответствие условию предельного равновесия грунта [5]:

$$\sum T_i - \sum N_i \operatorname{tg} \varphi - cL = 0, \quad (2)$$

где L – длина дуги скольжения T_i ; N_i – касательная и нормальная составляющие силы веса; соответственно: $T_i = (P_{gi} + P_{qi}) \sin \alpha$, $N_i = (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha$;

3) окончательный выбор значения коэффициента устойчивости откоса, которому, согласно (2), соответствует максимальная величина сил сцепления грунта.

Текущая итерация п. 1 приведенного алгоритма отвечает традиционному подходу к решению задачи за исключением добавленной минимизации, проводимой на основе эволюционного моделирования.

Ограничить расчётную процедуру п. 1 рассмотренного алгоритма не представляется возможным, поскольку путём вычислительных исследований установлено, что относительная величина коэффициента устойчивости не может являться достаточно надёжным критерием оценки состояния грунтового сооружения. В отдельных случаях возникает противоречие с физическим смыслом рассматриваемой задачи, проявляющееся в получении «глубоких» траекторий соскальзывания.

Для проверки работы приведенного алгоритма произведен ряд контрольных расчётов, выполненных для откосов с различными геометрическими параметрами и физико-механическими характеристиками слагающих грунтов. Использование альтернативных расчётных методик, менее удобных для формализованного представления на ЭВМ, подтвердило корректность работы и большую точность оценки предложенного алгоритма.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Индыкин А.А., Прокуров М.Ю. Анализ расчетных и оптимизационных методов оценки устойчивости природных склонов и откосов грунтовых сооружений // Проблемы инновационного биосферно-совместимого социально-экономического развития в строительном, жилищно-коммунальном и дорожном комплексах: материалы 2-й Междунар. науч.-практ. конф. (30 ноября

2010 г., г. Брянск): в 3-х т. / Брян. гос. инж.-техн. акад. Брянск, 2010. Т. 2. С. 78-86.

2. Абуханов А.З. Механика грунтов. Ростов н/Д: Феникс, 2006. 352 с.
3. Цытович Н.А. Механика грунтов. М.: Госстройиздат, 1963. 636 с.
4. Прокуров М.Ю., Индыкин А.А. Применение эволюционного моделирования при определении коэффициента устойчивости откосов грунтовых сооружений // Строительство и реконструкция. 2010. № 2. С. 26-32.
5. Красильников Н.А. Расчеты устойчивости грунтовых откосов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1995. №6. С. 15-18.

А.А. Индыкин, ассистент, Брянская государственная инженерно-технологическая академия
(e-mail: mail@bgita.ru)

A.A. Indykin

**DEVELOPMENT OF THE AUTOMATED OPTIMISING ALGORITHM
OF THE ASSESSMENT OF STABILITY OF SLOPES OF SOIL
CONSTRUCTIONS ON THE BASIS EVOLUTIONARY MODELLING**

The article contains the short information about the developed algorithm of a computer assessment of stability of slopes of soil constructions/

Key words: *stability coefficient, slopes, algorithm, evolutionary modeling.*

A.A. Indykin, Assistant, Bryansk State Engineering-Technological Academy
(e-mail: mail@bgita.ru)

УДК 69:007.52:624.07

А.Г. Булгаков

**АВТОМАТИЧЕСКОЕ УПРАВЛЕНИЕ МЕХАТРОННЫМ
СКОЛЬЗЯЩИМ КОМПЛЕКСОМ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ВЫСОТНЫХ
МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Рассмотрены принципы управления мехатронным скользящим комплексом (МСК) для монолитного строительства. Показано, что для управления МСК целесообразно использовать двухуровневую структуру, у которой задачами верхнего уровня являются планирование подъема комплекса и

синхронизация работы регулирующих механизмов, а в задачи нижнего уровня входит обработка управляющих сигналов, сформированных на предыдущем уровне. Для устранения отклонений комплекса от проектного положения предложен метод планирования движений, основанный на использовании базовых функций. Изложены вопросы планирования движений МСК с учетом ограничений на управление и возмущающих воздействий, действующих на возводимое сооружение.

Ключевые слова: монолитное строительство, скользящие опалубки, автоматизация, мехатронный комплекс, управление.

Введение

Строительство высотных монолитных объектов механизированными способами связано с большой трудоемкостью и многочисленными регулировочными операциями, особенно при возведении сооружений с изменяющимся сечением и толщиной стен.

Анализ технологии монолитного строительства показал целесообразность создания на основе скользящих опалубок мехатронных комплексов, обеспечивающих автоматизацию процесса возведения объектов и реализацию непрерывно-циклического режима бетонирования. Рассмотрение различных вариантов построения МСК на базе скользящей опалубки привело к идее использования подвижной платформы 1, опирающейся на колонны 2 с подъемными стойками 3, снабженными домкратами 4 (рис. 1). Опалубка 5 подвешивается к платформе с помощью механизмов радиального перемещения (МРП) 6, обеспечивающих регулирование положения щитов.

В качестве подъемных домкратов целесообразно использование электромеханических домкратов с частотным управлением, позволяющих регулировать скорость подъема и синхронизировать движение. Для МРП пред-

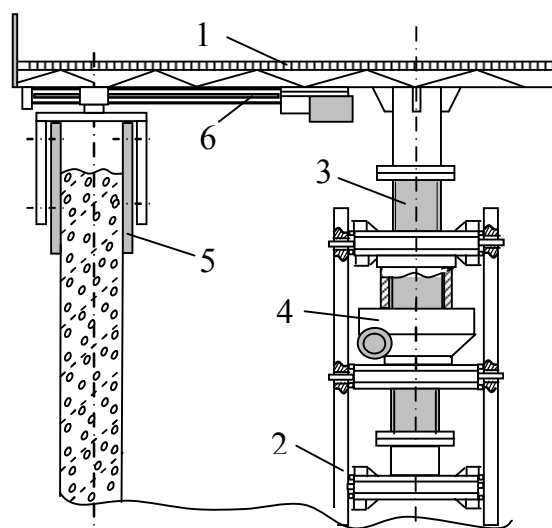


Рис. 1. Схема МСК

почтение следует отдавать асинхронному приводу с релейным управлением. Основными задачами управления мехатронным комплексом являются: подъем платформы с опалубкой в процессе бетонирования; изменение положения щитов опалубки при подъеме; корректировка положения платформы при возникновении смещений и кручения; синхронизация работы оборудования. Учитывая сложность МСК как объекта управления, большое число возмущающих и регулирующих воздействий, ограничения на управление, представляет интерес рас-

смотрение вопросов управления комплексом, включая планирование его движений, построение законов управления, решение проблемы синхронизации работы механизмов.

1. Особенности управления МСК

Принципиальной особенностью МСК является наличие двух групп исполнительных устройств: подъемных домкратов и МРП, требующих согласованной работы. В процессе работы на домкраты действуют значительные статические и динамические нагрузки, которые неравномерно распределены по домкратам. При подъеме платформы происходит изменение нагрузки за счет взаимодействия бетона со щитами опалубки (рис. 2). При выполнении работ неравномерность нагрузки на подъемные домкраты может достигать до 75 - 86%, что приводит к нарушению горизонтальности перемещения платформы, отклонению ее от проектной оси и кручению платформы с опалубкой. Такие условия работы подъемных домкратов предъявляют жесткие требования к приводам и вызывают необходимость синхронизации скоростей подъема.

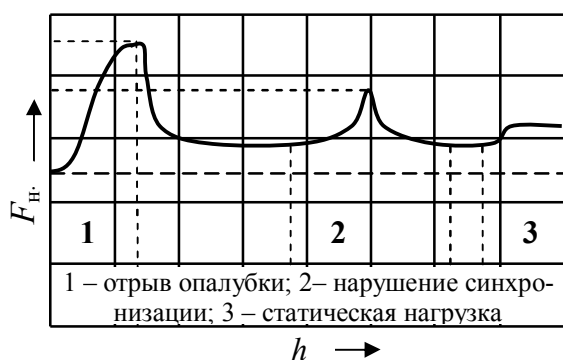


Рис. 2 - Взаимодействие бетона с опалубкой

Такие условия работы подъемных домкратов предъявляют жесткие требования к приводам и вызывают необходимость синхронизации скоростей подъема.

Работа МРП подвергается действию сил трения и сил упругости, возникающих при деформации элементов опалубки. При нарушении синхронизации работы подъемных и регулирующих органов на МРП дополнительно действуют силы реакции бетона, которые имеют нелинейный характер (рис.3). Это вызывает увеличение нагрузки и снижение скорости механизма. Таким образом, работа приводов МРП должна быть строго синхронизирована с подъемом платформы и согласована с кривизной стен возводимого объекта.

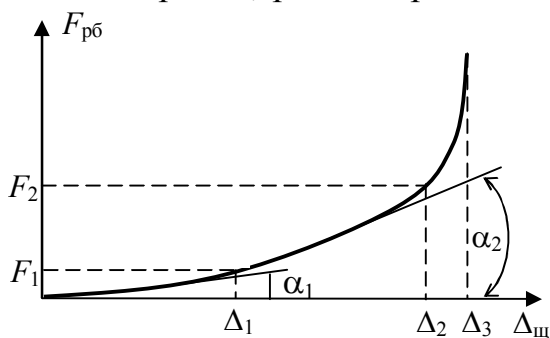


Рис. 3 – Действие силы реакции бетона

Такая работа приводов МРП должна быть строго синхронизирована с подъемом платформы и согласована с кривизной стен возводимого объекта.

Процесс функционирования МСК сопровождается влиянием на него возмущающих воздействий, вызываемых солнечным нагревом объекта, и ветровой нагрузкой. Действия тепловых и ветровых нагрузок могут вносить значительные отклонения в работу МСК и должны учитываться при разработке алгоритмов управления.

Результирующие отклонения следует рассматривать как сумму отклонений за счет теплового нагрева (x_T, y_T) и ветровой деформации сооружения (x_B, y_B):

$$\begin{aligned}x_{\text{кл}} &= x_{\text{т}} + x_{\text{в}} = \delta_{\text{т}} \cos \alpha_{\text{т}} + \delta_{\text{в}} \cos \alpha_{\text{в}} ; \\y_{\text{кл}} &= y_{\text{т}} + y_{\text{в}} = \delta_{\text{т}} \sin \alpha_{\text{т}} + \delta_{\text{в}} \sin \alpha_{\text{в}} ,\end{aligned}\tag{1}$$

где $\alpha_{\text{т}} = \psi(\text{time})$ – направление солнечного нагрева; $\alpha_{\text{в}}$ – направление ветра; $\delta_{\text{т}} = f_1(\Delta\tau, h, \alpha_{\text{т}}, v_{\text{в}})$ – тепловая деформация; $\delta_{\text{в}} = f_2(h, \sigma_{\text{в}}, v_{\text{в}})$ – ветровая деформация; $v_{\text{в}}$ – скорость ветра; $\Delta\tau = \tau_{\text{с}} - \tau_{\text{т}}$ – разность температур между солнечной и теневой сторонами объекта; h – высотная отметка комплекса. Поворот платформы, вызванный действиями внешних факторов, удобно связать с координатами подъёмных механизмов уравнениями:

$$\begin{aligned}\alpha_{\text{п}} &= \arctg \left[\max \left(\Delta z_{\text{пд}}^{(i)} \right) / R_{\text{пд}} \right]; \beta_{\text{п}} = \frac{2\pi}{n} i \left(\max(z_{\text{пд}}^{(i)}) \right); \\ \psi_{\text{п}} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left[\arctg \left(\frac{y_{\text{пд}}^{(i)} - \sum y_{\text{пд}}^{(i)} / n}{x_{\text{пд}}^{(i)} - \sum x_{\text{пд}}^{(i)} / n} \right) - \frac{2\pi}{n} (i-1) \right], \quad i = 1, 2, \dots, n ,\end{aligned}\tag{2}$$

где $\alpha_{\text{п}}, \beta_{\text{п}}$ – угол и направление наклона; $\psi_{\text{п}}$ – кручение платформы.

Особенностью управления МСК является наличие ограничений на управление, связанных с конструктивными особенностями и технологическими циклами управления. Максимальный наклон платформы с опалубкой на шаге подъема не может превышать конусности щитов опалубки. Максимальное отклонение хода домкратов от среднего значения на шаге подъема ограничено величиной

$$\Delta h_{\text{max}} = \left| (h_{\text{пд}}^{(i)})_{\text{max}} - \left(\sum h_{\text{пд}}^{(i)} \right) / n \right| \leq 0,5 \Delta \cdot R_{\text{пд}} \cdot l_{\text{щ}} ,\tag{3}$$

где Δ – зазор внизу щитов опалубки; $l_{\text{щ}}$ – высота щитов; $R_{\text{пд}}$ – радиус расположения подъемных домкратов.

Таким образом, для управления МСК необходимо измерение и компенсация ветровых и температурных воздействий на возводимый объект. Управление подъемом комплекса должно выполняться с учетом ограничений на управляемость и обеспечения минимальной кривизны траектории. Корректировку положения предлагается выполнять путем наклона платформы в сторону противоположную смещению, а для устранения кручения платформы предлагается использовать метод обратной волны, заключающийся в последовательном изменении направления наклона платформы на каждом шаге подъема, в результате образуется спиралеобразное движение опалубки в направлении противоположном закручиванию. Такое управление базируется на математической модели опалубки, устанавливающей связь параметров состояния комплекса с управляющими и возмущающими воздействиями.

2. Планирование движений и управление МСК

При решении задачи управления МСК рассматриваем как полностью наблюдаемый многомерный объект, имеющий ограничения на управляемость. Управление комплексом предусматривает корректировку положения платформы в процессе подъема. Исходя из особенностей и свойств комплекса, для управления им выбрана двухуровневая структура [5]. Задачами верхнего уровня является планирование движений комплекса с учетом ограничений на управление и возмущающих воздействий. Учитывая сложность управления комплексом, предложено планирование движений выполнять на основе моделирования подъема МСК, с учетом текущего состояния, действующих возмущений и влияния случайных факторов. В задачи верхнего уровня управления также входит формирование управляющих воздействий и синхронизация перемещений механизмов. Задачами нижнего (исполнительного) уровня является отработка управляющих сигналов. Такая структурная организация управления МСК позволяет достичь заданного качества управления и требуемой точности.

Одной из основных задач управления является планирование движения МСК, включающее построение траектории движения и формирование на ее основе законов управления подъемными и регулируемыми механизмами. Траектория подъема платформы с опалубкой планируется таким образом, чтобы через конечное число шагов устранить возникшие отклонения, вывести платформу на проектную ось и обеспечить при этом ее горизонтальность. Учитывая монотонный характер желаемой траектории движения, требования гладкости переходной траектории, а также ограничения на кривизну, определяемые конусностью щитов опалубки, планируемая траектория движения представляется двумя базовыми функциями:

$$\delta(l) = \begin{cases} a_{12}l^2 + a_{11}l + a_0 & \rightarrow l < l_s; \\ C_{21}e^{\lambda_{21}(l-l_s)} + C_{22}e^{\lambda_{22}(l-l_s)} & \rightarrow l \geq l_s, \end{cases} \quad (4)$$

где $C = [C_k]$ – вектор искомых параметров; $l_s = (b_1 + \sqrt{b_1^2 + 2\gamma \cdot b_0})/\gamma$ – точка сопряжения участков траектории.

Для управления комплексом на основе (4) определяются координаты точек $x_{\Pi}^{(k)}, y_{\Pi}^{(k)}$ и углы наклона $\alpha_{\Pi}^{(k)}$ платформы в конце каждого шага подъема:

$$x_{\Pi}^{(k)} = \delta(l_k) \cos \beta_{\Pi}; \quad y_{\Pi}^{(k)} = \delta(l_k) \sin \beta_{\Pi}, \quad z_{\Pi}^{(k)} = z_{\Pi}^{(A)} + l_k,$$

где $l_k = k \cdot h_{\text{ш}}$ – высота подъема с начала корректировки; $z_{\Pi}^{(A)}$ – высотное положение МСК в начале корректировки; $h_{\text{ш}}$ – шаг подъема. Координаты точек

планируемой траектории в конце шага подъема корректируются с учетом температурной и ветровой деформации объекта:

$$\begin{cases} x_{\text{тр}}^{(k)} = x_{\text{п}}^{(k)} - x_{\text{вн}}^{(k)} = \delta(l_k) \cos \beta_{\text{п}} - \delta_{\text{т}}(l_k) \cos \theta_{\text{т}} - \delta_{\text{в}}(l_k) \cos \theta_{\text{в}} \\ y_{\text{тр}}^{(k)} = y_{\text{п}}^{(k)} - y_{\text{вн}}^{(k)} = \delta(l_k) \sin \beta_{\text{п}} - \delta_{\text{т}}(l_k) \sin \theta_{\text{т}} - \delta_{\text{в}}(l_k) \sin \theta_{\text{в}} \end{cases} \quad (5)$$

Учитывая кинематические и динамические особенности мехатронного комплекса, управление им строится на основе кинематических алгоритмов. Законы изменения во времени фазовых координат комплекса и его пространственное положение относительно проектной оси описываются системой уравнений вида

$$\begin{cases} z_n(t) = \sum_{i=1}^{k-1} h_n^{(i)} + \int_0^t v_n^{(k)} dt; \\ x_n(t) = \delta_n(l_k) \cos \beta_n - \delta_m(l_k) \cos \theta_m - \delta_e(l_k) \cos \theta_e; \\ y_n(t) = \delta_n(l_k) \sin \beta_n - \delta_m(l_k) \sin \theta_m - \delta_e(l_k) \sin \theta_e; \\ r_{\text{мп}}(t) = \sum_{i=1}^{k-1} r_{\text{мп}}^{(i)} + K_{\phi} \int_0^t v_{\text{нл}}^{(k)} dt. \end{cases} \quad (6)$$

Корректировка положения платформы представляет длительный процесс, выполняемый в течение многих шагов подъема МСК, поэтому для расчета наклона платформы на шаге используем рекуррентные соотношения:

$$\begin{cases} \alpha_n^{(k+1)} = \alpha_n^{(k)} + \arctg(a_{11} + 2a_{12}l_k + \Delta l) \rightarrow l < l_s; \\ \alpha_n^{(k+1)} = \alpha_n^{(k)} + \arctg(\lambda_{21}C_{21}e^{\lambda_{21}(l_k + \Delta l - l_s)} + \lambda_{22}C_{22}e^{\lambda_{22}(l_k + \Delta l - l_s)}) \rightarrow l \geq l_s. \end{cases} \quad (7)$$

Углы наклона платформы $\alpha_{\text{п}}^{(k+1)}$ и $\beta_{\text{п}}^{(k+1)}$, рассчитанные в процессе планирования движения, используются для формирования величины подъема $h_i^{(k+1)}$ каждого домкрата:

$$h_i^{(k+1)} = h_{\text{у}} + \Delta h_i^{(k+1)} = h_{\text{у}} + R_{\text{н\delta}} \sin(\alpha_n^{(k+1)}) \cos\left(\frac{2\pi}{n}i + \beta_n\right). \quad (8)$$

Управляющие воздействия $r_j^{(k+1)}$ механизмов радиального перемещения вычисляются на каждом шаге подъема на основании высотного положения платформы $z_{\text{п}}(t)$, смещения относительно проектной оси $x_{\text{п}}$, $y_{\text{п}}$ и с учетом угла наклона $\alpha_{\text{п}}$. При этом изменение радиуса каждого МРП синхронизируется с уровнем расположения платформы:

$$r_j^{(k+1)}(t) = K_{mp} v_j t + \Delta r_j^{(k+1)} = K_{mp} v_j t + x_n \cos \phi_j + y_n \sin \phi_j, \quad (9)$$

где $\Delta r_j^{(k+1)}$ – изменение радиуса, вызванное смещением платформы; ϕ_j – угол расположения j – го МРП.

Управляющие воздействия $h_i^{(k+1)}$, $r_j^{(k+1)}$ обрабатываются нижним уровнем управления, объединяющим локальные устройства управления подъемных домкратов и механизмов радиального перемещения. Управление подъемными домкратами отличается использованием частотного асинхронного привода с синхронизацией работы. Управление приводом ПД должно обеспечить отработку шага подъема с заданной скоростью и плавное регулирование скорости. Особенностью приводов ПД является высокая точность управления в широком диапазоне изменения нагрузок. Используя результаты анализа динамических свойств привода, предпочтение отдано структуре подчиненного управления ПД, содержащей основной контур скорости и внутренний подчиненный контур тока. Синтез регуляторов привода ПД выполнен на основе метода последовательной коррекции с подчиненным регулированием. Расчет коэффициентов передачи внешнего и внутреннего контура выполнен для статического режима работы на основе разработанной методики.

Особенностью привода МРП является использование трехпозиционного управления с обратной связью по положению. Для синхронизации работы МРП и ПД использован повторно-кратковременный режим работы привода, что ужесточает требования к качеству регулирования. Анализ динамических свойств МРП показал, что наличие релейного элемента приводит к колебательному переходному процессу, связанному с инерционностью привода. С целью улучшения динамических свойств привода разработан способ коррекции, в соответствии с которым вначале рассчитывается величина выбега привода для номинальной скорости:

$$\delta_{\text{выб}}(t) = V_{\text{мр}}^{(\text{ном})} T_{\text{мр}} (1 - \exp(-t/T_{\text{мр}})) = 0,999 V_{\text{мр}}^{(\text{ном})} T_{\text{мр}}, \quad (10)$$

где $V_{\text{мр}}^{(\text{ном})}$ – номинальная скорость МРП; $T_{\text{мр}}$ – постоянная времени МРП.

Затем, в соответствии с $\delta_{\text{выб}}(t)$, определяются структура и параметры корректирующего устройства. В результате синтеза получена передаточная функция корректирующей обратной связи

$$W_{\text{ку}}(s) = (K_{\text{ку}} s) / (T_{\text{ку}} s + 1), \quad (11)$$

где $K_{\text{ку}}$ и $T_{\text{ку}}$ – коэффициент передачи и постоянная времени корректирующего устройства, определяемые величиной выбега привода.

Заключение

Изложенные в докладе подходы и методы управления МСК основаны на исследованиях авторов, выполненных в разное время при решении задач автоматизации монолитного строительства. Изложенные принципы управления МСК, могут быть использованы при разработке проектов автоматизации возведения монолитных объектов переменного радиуса (дымовые трубы, телевизионные и смотровые башни, градирни и др.). Предложенный метод планирования подъема комплекса позволяет строить алгоритмы управления, с учетом ограничений на управление и возмущающих воздействий, действующих на сооружение. Компьютерное моделирование описанных алгоритмов и законов управления МСК показало эффективность предложенных методик планирования движений и формирования управляющих воздействий.

А.Г. Булгаков, д-р техн. наук, проф., проректор Юго-Западного государственного университета (Курск)
(a.bulgakow@gmx.de)

A.G. Bulgakov

AUTOMATION CONTROLLING OF MECHATRONIC SLIP FORM COMPLEX BY ERECTION OF MONOLITH SKY BUILDINGS AND ENGINEERING CONSTRUCTIONS

Possible controlling principles of the mechatronic slip complex (MSC) for the monolith construction are discussed. It is looked that for the controlling of MSC need to use a two level structure. The scope of high level is the planning of the complex arising and synchronization of the controlling mechanism and of low level is the tracing of controlling signals that was formed on the preceding level. The method of moving planning that grounded on the base functions is demanded. The questions of MSC moving planning with the telling of the restriction to the controlling and of the perturbation actions that are operating on the erection building are exposed.

Keywords: *monolith construction, slip forms, automation, mechatronic complex, controlling.*

A.G. Bulgakov, Doctor of Technical Science, professor, vice-rector of the South-west State University (Kursk, Russia)
(a.bulgakow@gmx.de)

УДК 002.56:624.011(043)

Ю.Н. Токмакова

АЛГОРИТМИЧЕСКИЕ И ПРОГРАММНЫЕ СРЕДСТВА ПОДДЕРЖКИ ДИАГНОСТИКИ И УПРАВЛЕНИЯ ТЕХНИЧЕСКИМ СОСТОЯНИЕМ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В статье рассматриваются алгоритмические и программные средства поддержки диагностики и управления техническим состоянием строительных конструкций для оценки с достаточной степенью достоверности эффективности производства.

Ключевые слова: алгоритм, программный продукт, строительная конструкция, техническое состояние, обследование.

Современные методы оценки технического состояния (ТС) строительных конструкций не позволяют реально его оценить (с достаточной степенью достоверности [1]), спрогнозировать развитие дефектов и деформаций, а также определить эффективность финансовых вложений в реконструкцию зданий и сооружений [2]. Для решения этой проблемы предлагается положить в основу оценки ТС несущих строительных конструкций зданий и сооружений современные методы их обследования и диагностики в сочетании с комплексным пространственным расчетом несущих строительных конструкций с помощью современных ПК [2, 3].

В общем случае системный подход к решению вопроса о ТС несущих строительных конструкций зданий на этапе его диагностики можно представить в виде следующей последовательности [3]:

1. Проведение анализа конструктивных схем строительной конструкции и здания, а также создание эталонных (без учета дефектов, деформаций, повреждений) пространственных моделей: архитектурной модели с помощью программных комплексов архитектурно-строительного проектирования (ArchiCAD, AutoCAD) и расчетной модели с помощью ПК.

2. Комплексный расчет эталонной модели строительной конструкции в ПК. Выявление зон повышенных деформаций конструкции, напряжений, несоответствий данным проекта и сопоставление результатов первичного расчета с натурными исследованиями.

3. Внесение корректировок в расчетную модель строительной конструкции: дополнительные деформации, отклонение от вертикали, моделирование трещин.

4. Итерационный комплексный расчет модели СК в ПК с учетом внесенных корректировок в расчетную схему и сопоставление результатов расчета с натурными исследованиями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Уткин В.С. К вопросу о повышении надежности и безопасности строительного фонда // Проблемы обеспечения безопасности строительного фонда России: материалы III Междунар. акад. чтений / Курск. гос. техн. ун-т. Курск, 2004. С. 227-232.

2. Рудакова Н.В. Внедрение информационных технологий в управление и оценку надежности жилых зданий // Образование, наука, производство: Сб. тез. докл. Междунар. студенческого форума. Белгород: Изд-во БелГТАСМ, 2002. С. 201.

3. Сопощко С.Ю., М.В. Глазкова Вычислительный программный комплекс «SCAD Office» для оценки физического износа и реальной несущей способности строительных конструкций жилых и общественных зданий // БСТ+Проект. 2003. №11. С. 50-51.

4. Волченков С.Г., Ю.В. Богомолов Методы построения эффективных алгоритмов / Ярослав. гос. ун-т. Ярославль, 2004. 127 с.

5. Павлов, А.А. Алгоритмическое обеспечение сложных систем управления. Киев: Выща. шк., Головное изд-во, 1989. 166 с.

Ю.Н. Токмакова, канд. ист. наук, доц. кафедры уникальных зданий и сооружений Юго-Западного государственного университета (Курск)
(e-mail: tokmakov7@yandex.ru)

Y.N. Tokmakova

ALGORITHMIC AND SOFTWARE OF SUPPORT OF DIAGNOSTICS AND MANAGEMENT OF THE TECHNICAL CONDITION OF CON- STRUCTION DESIGNS

In article designs for an assessment with sufficient degree of reliability of efficiency of reproduction are considered algorithmic and software of support of diagnostics and management of a technical condition construction.

***Keywords:** algorithm, software product, construction design, technical condition, inspection.*

Y.N. Tokmakova, Candidate of Historical Sciences, Associate Professor of Chair Unique Buildings and Constructions of the Southwest State University (Kursk, Russia)
(e-mail: tokmakov7@yandex.ru)
