

# ВІСНИК

A tall, white, cylindrical lighthouse stands on a rocky island in the middle of the sea. The lighthouse has a dark lantern room at the top. The sky is blue with some light clouds. The water is dark blue. The lighthouse is the central focus of the image.

ОДЕСЬКОГО  
НАЦІОНАЛЬНОГО  
МОРСЬКОГО  
УНІВЕРСИТЕТУ

10

Міністерство освіти і науки України



***ВІСНИК***

ОДЕСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО  
МОРСЬКОГО УНІВЕРСИТЕТУ

10 · 2003

ББК 39.42-011я43

В635

УДК 629.12.002(082)

Головний редактор:

д-р техн.наук, проф. *Ю.Л. Воробйов*

Редакційна колегія:

д-р техн. наук, проф. *Шумлянський І. Ф.* (заст. головн. редактора), д-р техн. наук, проф. *Аксютін Л.Р.*, д-р техн.наук, проф. *Ананьїна В.З.*, д-р техн. наук, проф. *Вассерман О. А.*, д-р екон. наук, проф. *Воєвудський Є.М.*, д-р техн. наук, проф. *Гришин В.О.*, д-р техн.наук, проф. *Дубровський М.П.*, д-р техн.наук, проф. *Євдокімов В.Д.*, д-р техн. наук, проф. *Жуков Ю.Д.*, д-р техн.наук, проф. *Загоруйко В.О.*, д-р техн. наук, проф. *Івановський В.Г.*, д-р техн.наук, проф. *Каганов Я.І.*, д-р техн. наук, проф. *Клованич С.Ф.*, д-р техн.наук, проф. *Козляков В.В.*, д-р техн. наук, проф. *Козирев В.К.*, д-р екон.наук, проф. *Лапкіна І.О.*, д-р техн. наук, проф. *Макаренко Д.В.*, д-р екон.наук, проф. *Махуренко Г.С.*, д-р екон.наук, проф. *Морозова І.В.*, д-р техн. наук, проф. *Олійник М.В.*, д-р техн. наук, проф. *Панарін П.Я.*, д-р техн. наук, с.н.с. *Пойзнер М.Б.*, д-р екон.наук, проф. *Постан М.Я.*, д-р техн. наук, проф. *Радімов С.М.*, д-р техн.наук, проф. *Сизов В.Г.*, д-р екон. наук, проф. *Чекаловець В.І.*, д-р техн.наук, проф. *Яковлев П.І.*, д-р екон. наук, проф. *Якушенко В.Г.*, д-р техн.наук, проф. *Іллічів В.О.*, д-р техн. наук, проф. *Карпенко М.І.*, д-р техн.наук, проф. *Городецький О.С.*, д-р техн. наук, проф. *Школа О.В.*, *Силакова Г.І.* (відп.секретар).

Друкується за ухвалою Вченої ради  
Одеського національного морського університету  
від 29.01.2003 р. (протокол № 6).

ISBN 966-7716-12-0

© Одеський національний  
морський університет, 2003

КОВЛЯКОВ  
ВИТАЛИЙ ВАСИЛЬЕВИЧ



9 апреля 2003 Одесский национальный морской университет отмечает славный юбилей видного ученого в области судостроения, чья многогранная научная и педагогическая деятельность во многом способствует развитию современного отечественного флота.

Жизненный путь Виталия Васильевича неразрывно связан с научной теорией и инженерной практикой кораблестроения.

Родился он в г.Новосибирске, где окончил школу и два курса Новосибирского института военных инженеров железнодорожного транспорта. Однако, желание заниматься профессионально морской тематикой определяет его дальнейшую судьбу.

Он поступает в элитный Ленинградский кораблестроительный институт и с отличием его оканчивает в 1951 году, затем поступает в аспирантуру ЛКИ при кафедре строительной механики корабля и в 1954 г. защищает кандидатскую диссертацию «Расчет днищевых перекрытий транспортных судов». В период дальнейшей работы в ЛКИ аспирантом, доцентом молодой педагог продолжает научную деятельность, одновременно решая практические задачи, посвященные оценке и обеспечению прочности сложных инженерных конструкций.

В 1970 году – успешная защита докторской диссертации на тему «Вопросы оценки прочности и надежности корпусных конструкций морских транспортных судов», а через год Виталий Васильевич избирается на должность профессора и заведующего кафедрой «Соппротивление материалов и строительная механика корабля» в Одесском институте инженеров морского флота.

Здесь с присущей ему энергией и настойчивостью новый заведующий кафедрой возглавляет важное научное направление, связанное с совершенствованием методов прочностного анализа и

обеспечения надежности сложных судовых конструкций, руководит работами аспирантов, сотрудников научно-исследовательского сектора, создает научную школу по развитию численных методов в строительной механике корабля. Большое внимание уделяется развитию лаборатории кафедры, оснащению мощными прессами, тензометрической и виброизмерительной аппаратурой, вычислительной техникой. Основанный при кафедре семинар по численным методам способствует повышению квалификации специалистов ведущих проектных организаций отрасли. К работам по договорным темам привлекаются практически все сотрудники кафедры.

В 1981 г. Виталий Васильевич избирается на должность профессора кафедры конструкции корпуса и судовых устройств Николаевского кораблестроительного института, в котором работает до 1986 г., когда вновь возвращается в ОИИМФ (с 1995 г. – Одесский национальный морской университет), где и работает по настоящее время (1986-1996 гг. – заведующий кафедрой «Строительная механика и конструкция корпуса», с 1997 г. – профессора кафедры «Соппротивление материалов и строительной механики корабля»).

В научной деятельности Виталия Васильевича поражает необыкновенная эффективность экспериментально-теоретических исследований, фантастическая интуиция, позволяющая оптимальным путем прийти к правильному решению. Его работоспособности могут позавидовать и более молодые коллеги: сотни научных статей, основание научной школы численных методов строительной механики корабля, многочисленные экспертные заключения, не одно поколение аспирантов и последователей, сотни решенных практических инженерных задач, имеющих народно-хозяйственное значение.

В 1989 г. почетный работник морского флота проф. Козляков В.В. награжден золотой медалью, дипломом почета и премией ВДНХ СССР за участие в работах ЧМП по перевозке супертяжеловесных грузов.

С 1991 г. принимает активное участие в работе международного конгресса по судовым конструкциям (I.S.S.C), с 1993 г. – действительный член (Fellow) Английского Королевского института, в этом же году – действительный член Транспортной Академии Украины. С 1995 г.- действительный член Академии наук судостроения Украины и действительный член Американского общества кораблестроителей морских инженеров (SNAME).

Мы сердечно поздравляем Вас, Виталий Васильевич, со славным юбилеем и от всей души желаем сохранять высокие темпы научной деятельности, оставаться прекрасным педагогом и мощным генератором новых научных идей и решений. Доброго здоровья Вам и Вашим близким!

## СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУИРУЮЩИЕ СИСТЕМЫ

А.С.Городецкий (НИИАСС, г. Киев)

Появление ПЭВМ в конце 80-х сместило акценты в процессе создания и функционирования проектирующих систем. У проектировщиков появилась возможность вести проектирование в режиме реального времени и в полной мере использовать преимущества системы «специалист-компьютер». В этой ситуации наиболее актуальными стали задачи разработки дружественного пользовательского интерфейса, позволяющего проектировщику общаться с компьютером, используя в основном хорошо знакомые ему термины проблемной области и широко используя графический диалог (чертеж – язык проектировщика). На решение этих задач были брошены большие силы разработчиков и первым крупным результатом явилось создание графической системы AutoCAD. Хорошо продуманный графический диалог с многочисленными функциями, непрерывное развитие и поддержка (в фирме Autodesk над графической системой AutoCAD уже много лет работает около 5000 специалистов) в корне сместило акценты САПР в сторону автоматизации сугубо графических работ, тем более, что выпуск проектной документации на компьютерах стал практически обязательным для большинства проектных фирм. Такое положение дел привело к фетишизации графических систем. В начале 90-х многие специалисты по САПР высказывали мнение, что графические системы и создаваемые на их основе графические модели объектов должны стать ядром будущих проектирующих систем. Появилось большое количество надстроек: МАЭСТРО (автоматизация графических работ по выпуску проектов коттеджей), КОРД (автоматизация графических работ по выпуску архитектурно-строительных чертежей зданий из сборных железобетонных элементов по серии ИИ-04), АРКО (автоматизация графических работ по выпуску архитектурно-конструкторской документации), МОНАРХ (автоматизация графических работ по всем разделам проекта, включая сантехнический и электротехнический разделы) и др., однако, все эти надстройки по сути являются умными «Чертилками», которые, как правило, могут выдавать документацию только в том виде, которая имеется на экране. Попытки же на их основе создать проектирующие системы, автоматизирующие практически все процессы проектирования, включая и трудно формализуемые, не имели успеха. Во многом это объясняется тем, что модель объекта, постепенно создаваемая и наполняемая в процессе автоматизированного проектирования на основе системы «специалист-компьютер» должна отражать информационно-логическую сущность задачи. Графические же системы могут только создать представление об объекте, что является только частью информационно-логической модели объекта. Графический же диалог также может быть только частью современного дружественного пользовательского интерфейса. Такое положение достаточно быстро было осознано разработчиками САПР. Появились ар-

хитектурные системы типа ArchiCAD, InteAr, Allplan, Architectural Desktop, которые автоматизировали архитектурное проектирование и выдавали проектную документацию на основе достаточно сложной информационно-логической модели объекта. Развивались и адаптировались к новым требованиям современных информационных технологий ранее разработанные крупные (в основном проблемно-ориентированные и наукоёмкие) программные комплексы типа ЛИРА, NISA, ANSYS, COSMOS. По сути, оставляя без особых изменений содержательное ядро, в основном реализующее решение сложных задач механики и математической физики, значительно видоизменились пользовательский интерфейс с широким использованием графического диалога, цифровая модель объекта в сторону гибкости и открытости, расширились средства документирования и анализа результатов.

Важным этапом явилось появление проектирующих систем, структура которых была ориентирована на максимальное использование системы «специалист-компьютер», которые с одной стороны отвечали требованиям современных информационных технологий, с другой стороны использовали богатое наследие разработок и функционирования крупных проектирующих систем 80-х, и которые включали в себя: дружественный пользовательский интерфейс, содержащий развитый графический диалог и приемы интеллектуализации компьютера; информационно-логическую модель объекта, открытую для постепенного информационного наполнения в процессе проектирования, а затем служащую для выдачи исчерпывающей информации о запроектированном объекте в требуемом виде; базу знаний, которая обуславливает решение трудно формализуемых задач и имеет способность к самообучению, а в ряде случаев оперирует приемами искусственного интеллекта.

В дальнейшем с совершенствованием приемов искусственного интеллекта и особенно самообучающих процедур (режим приобретения знаний как извне, так и в процессе работы) система «специалист-компьютер» будет брать на себя все больше функций свойственных специалисту. По-видимому, возможны примеры, когда такая система сможет для ряда задач моделировать все функции специалиста, трансформируя систему «специалист-компьютер» в сугубо экспертную систему.

Таким образом, можно выделить несколько основных направлений развития современных проектирующих систем: графические системы (типа AutoCAD), имеющие мощный аппарат для создания на экране компьютера графического отображения объекта и способные выдавать проектные документы только соответствующие экранному отображению; графические системы типа (ArchiCAD, InteAr, Allplan, Architectural Desktop), имеющие мощный аппарат графического диалога, позволяющий создавать за экраном графическую модель объекта, отображающую его геометрические и видовые свойства, и выдающие графическую информацию об объекте на основе обработки этой модели; проблемно-ориентированные проектирующие наукоёмкие системы (типа ЛИРА, NISA, ANSYS, COSMOS), имеющие дружественный узкопрофессиональный интерфейс, хорошо структурированную цифровую модель объекта, содержащие ряд чисто

проектных процедур, однако решающие достаточно ограниченный класс проблемных задач и требующие от пользователя глубоких профессиональных знаний в предметной области; проектирующие системы, ориентированные на максимальное использование возможностей системы «специалист-компьютер», включающее развитие модели объекта, пользовательский интерфейс, специализированную экспертную систему, базу знаний и отвечающие требованиям современных информационных технологий. К последнему направлению можно отнести разработанный в НИИАСС проектирующий комплекс МОНОМАХ; интегрированные системы, основанные на цифровой модели объекта (ЦМО). В ЦМО объект представляется как набор элементов (ригель, колонна, отопительный прибор, кондиционер, элемент освещения и т.д. и т.п.), каждый из которых имеет набор реквизитов – геометрических и содержательных.

Представителями перечисленных направлений развития САПР являются программные комплексы ЛИРА, МОНОМАХ, технологические линии проектирования ТЛП АМАС – (ArchiCAD – МОНОМАХ – АРКО – СМЕТЫ).

Программный комплекс ЛИРА (ПК ЛИРА) – это многофункциональный программный комплекс для расчета, исследования и проектирования конструкций различного назначения. ПК ЛИРА с успехом применяется в расчетах объектов строительства, машиностроения, мостостроения, атомной энергетики, нефтедобывающей промышленности и во многих других сферах, где актуальны методы строительной механики.

Программные комплексы семейства ЛИРА имеют более чем 40-летнюю историю создания, развития и применения в научных исследованиях и практике проектирования конструкций. Вот наиболее значимые этапы создания программ семейства ЛИРА: РПСС (ЭВМ М 20) – 1962г.; Н-59 (НАИРИ) – 1966г.; ЭКСПРЕСС (ЭВМ МИНСК 22) – 1969г.; МИРАЖ (ЭВМ МИНСК 22) – 1971г.; СУПЕР (ЭВМ МИНСК 32) – 1975г.; ЛИРА ЕС (ЭВМ ЕС) – 1977г.; ЛИРА СМ (ЭВМ СМ) – 1982г.; ЛИРА VAX (ЭВМ VAX) – 1987г. и для персональных компьютеров ЛИРА ПК – 1990г., МИРАЖ – 1993г., ЛИРА Windows, версия 5.03 – 1995г., ЛИРА, версия 8.2 – 2000г., ЛИРА, версия 9.0 – 2002г.

Кроме общего расчета модели объекта на все возможные виды статических нагрузок, температурных, деформационных и динамических воздействий (ветер с учетом пульсации, сейсмические воздействия и т.п.) ПК ЛИРА автоматизирует ряд процессов проектирования: определение расчетных сочетаний нагрузок и усилий, назначение конструктивных элементов, подбор и проверка сечений стальных и железобетонных конструкций с формированием эскизов рабочих чертежей колонн и балок.

ПК ЛИРА позволяет исследовать общую устойчивость рассчитываемой модели, проверить прочность сечений элементов по различным теориям разрушений, предоставляет возможность производить расчеты объектов с учетом физической и геометрической нелинейностей, моделировать процесс возведения сооружения с учетом монтажа и демонтажа элементов. ПК ЛИРА имеет информационную связь с наиболее распространенными графическими и архитектурными системами (AutoCAD,



ArchiCAD, Allplan).

ПК ЛИРА состоит из нескольких взаимосвязанных информационных систем: ЛИР-ВИЗОР – система, которая организует единую графическую среду пользователя с многочисленными возможностями синтеза и анализа решаемой задачи; ПРОЦЕССОР, состоящий из набора специализированных подпроцессоров, решающих задачи в линейной и нелинейной постановке, расчет на устойчивость и динамические воздействия, реализующих суперэлементный подход, позволяющих смоделировать процесс возведения конструкции; ЛИР-АРМ – проектирующая система железобетонных конструкций; ЛИР-СТК – проектирующая система стальных конструкций; ЛИР-ДОК – документирующая система.

Программный комплекс МОНОМАХ является типичным представителем интеллектуальных проектирующих систем. Он отражает основные тенденции современных САПР, когда непрерывное совершенствование технических платформ и операционных сред приводит к изменению многих концептуальных подходов САПР.

Так, например, в ПК МОНОМАХ пользователь (архитектор, инженер-строитель) оперирует знакомыми ему строительными терминами: стена, плита, колонна, балка, отверстия в плите или стене, нагрузка по площади перекрытия, нагрузка распределения по штампу, опирание на фундамент и т.п. Таким образом, ПК МОНОМАХ позволяет пользователю необязательно быть хорошо знакомым с методом конечных элементов (хотя процессоры ПК МОНОМАХ используют именно этот метод) и не оперировать с конечно-элементными терминами типа элемент, узел, нагрузка в узле, связь в узле и т.п. Это значительно упрощает работу с программным комплексом и ускоряет построение компьютерных моделей объекта.

Кроме того, имеющаяся экспертная система на протяжении всего процесса проектирования сообщает пользователю о правомерности и целесообразности рассматриваемых вариантов: расстановки диафрагм, обеспечивающих жесткость здания на ветровые и сейсмические воздействия; размеры колонн и ригелей; толщины плит перекрытий и фундаментных плит; расстановки свай и т.п.

ПК МОНОМАХ предназначен для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций каркасных жилых и гражданских зданий из монолитного железобетона состоит из отдельных информационно связанных подсистем: КОМПОНОВКА, КОЛОННА, БАЛКА, ФУНДАМЕНТ, ПЛИТА ПЕРЕКРЫТИЯ, ФУНДАМЕНТАЛЬНАЯ ПЛИТА НА ГРУНТОВОМ И СВАЙНОМ ОСНОВАНИИ, ПОДПОРНАЯ СТЕНА.

Корневая подсистема КОМПОНОВКА позволяет быстро и удобно в интерактивном графическом режиме формировать схему здания, задавать в естественном виде нагрузки, производить расчет здания на прочность, подбирать сечения элементов, определять расход бетона и арматуры, оценивать стоимость сооружения, экспортировать данные для локальных подсистем.

Подсистема включает следующие основные функции : формирование сетки строительных осей; расстановку колонн, балок, стен, плит; зада-

ние нагрузок; расчет плит на вертикальные нагрузки и определение вертикальных нагрузок на колонны, балки и стены; расчет здания на горизонтальные нагрузки – сейсмические воздействия и ветер; подбор сечений конструктивных элементов; получение твердых копий запроектированного объекта; формирование и экспорт данных для локальных подсистем.

Взаимодействие пользователя с программой реализовано с использованием всего арсенала средств графического интерфейса системы Windows. В режиме непосредственного редактирования с помощью меню и локатора, управляемых мышью, пользователь имеет возможность формировать координатные сетки конструкций, устанавливать колонны, балки, плиты и другие конструктивные элементы, выделять фрагменты, копировать их, быстро и удобно создавать расчетную схему конструкции.

Процедура формирования сетки строительных осей содержит многочисленные приемы, позволяющие создать сколь угодно сложную конфигурацию. Сначала формируются прямоугольные и радиальные фрагменты сетки, а затем при помощи операций поворотов, стыковки, удаления и дополнения из этих фрагментов формируется нужная конфигурация.

Формирование схемы здания производится поэтапно для произвольно выбранного этажа. Расстановка колонн в узлах сетки, а балок и стен – по осям между колоннами можно производить групповым назначением с последующей корректировкой. Имеется также возможность назначить объект вне сетки по заданным координатам. Плита задается локатором, с помощью которого обводится контур плиты и контуры отверстий. Конфигурация плиты может быть сколь угодно сложной – балконы, эркеры, лоджии, сложные отверстия. Несущие стены (диафрагмы) также могут иметь отверстия произвольной формы, задаваемые в каждом конкретном случае или выбираемые из базы отверстий. Пользователь может назначить сечения элементов, указать элементы, которые должны быть унифицированы, или полностью возложить эту процедуру на экспертную систему.

После того, как сформирована схема одного этажа, формируются другие этажи. При этом пользователь может: полностью скопировать созданную схему; скопировать схему с последующей корректировкой на основе операций «удаление» или «назначение»; создать новую схему.

Вертикальные нагрузки на этаж задаются как равномерно распределенные по всему этажу, по линии на ограниченном отрезке, в виде прямоугольного штампа или сосредоточенной нагрузки. Заданная нагрузка на выбранный этаж может быть скопирована и, при необходимости, отрекорректирована для других этажей.

Расчет плит на вертикальные нагрузки и определение вертикальных нагрузок на колонны, ригели и стены производится методом конечных элементов и дает возможность учесть сложную конфигурацию плиты, сложные условия опирания, различные типы нагрузок, наличие отверстий. Однако эта сложная процедура (триангуляция плиты на конечные элементы, сбор нагрузок в узлы конечно элементной сетки, составление и решение уравнений, определение усилий в конечных элементах) производится автоматически. При желании пользователь может на любом этапе проек-

тирования просмотреть эпюры нагрузок на балки, стены и колонны и созданную трехмерную модель объекта и его фрагменты.

Расчет здания на горизонтальные нагрузки также представляет сложную задачу: сбор ветровой нагрузки на фронтальную плоскость, сбор поэтажных сейсмических и ветровых (с учетом пульсации) нагрузок, создание пространственной расчетной схемы здания, состоящей из колонн, балок, стен и плит.

Все эти процедуры также выполняются автоматически, при этом учитываются такие факторы, как специфика рамной, рамно-связевой и связевой схем, наличие отверстий в перекрытиях, эффект закручивания здания в плане (ввиду несовпадения центра приложения нагрузки и центра жесткостей) и требуют минимум действий пользователя, которому необходимо задать только направление горизонтального воздействия.

При расчете всего здания на вертикальные и горизонтальные нагрузки реализованы два подхода. Первый подход связан с использованием упрощенных расчетных схем (стратов), каждая из которых моделирует то или иное свойство конструктивной схемы. Такой подход позволяет значительно ускорить выполнение расчета общей схемы здания и в этом случае пользователь практически в режиме реального времени может вести вариантное проектирование, изменяя расстановку колонн и диафрагм, контур плиты, конфигурацию балочного ростверка, немедленно получая при этом информацию о сечениях элементов, жесткости здания на горизонтальные воздействия. Однако, использование приближенных инженерных методов уступает по точности расчету на основе конечноэлементной модели всего здания. Поэтому, после принятия окончательной конструктивной схемы целесообразно использовать второй подход на основе конечноэлементной модели, которая строится автоматически на основе одних и тех же исходных данных для обоих подходов.

Подбор сечений конструктивных элементов осуществляется на основе заданных характеристик материала и усилий, определенных в элементах от вертикальных и горизонтальных воздействий, полученных на основе приближенного расчета с использованием стратов или на основе уточненного расчета, произведенного по конечноэлементной схеме всего сооружения. Для этого разработана экспертная система, в которой реализованы действующие нормы Украины, России и Еврокод. На основе результатов работы экспертной системы определяется расход материалов и стоимость сооружения. При желании пользователь может получить эту информацию в виде твердых копий соответствующих таблиц.

Кроме таблиц, пользователь имеет возможность вывести на экран конструктивную схему объекта «в теле» с удалением невидимых линий и в выбранном ракурсе, а также планы этажей.

Для планов этажей формируются также DXF-файлы, которые могут экспортироваться в другую графическую систему для последующей доработки, или как основа для архитектурных, сантехнических и электротехнических чертежей. Для каждого конструктивного элемента подсистема КОМПОНОВКА формирует набор данных (например, для колонны – нагрузки от всех воздействий, материал, высоту, предварительно определен-

ное сечение), которые могут быть затребованы локальными подсистемами для получения рабочих чертежей.

*Подсистема КОМПОНОВКА* является удобным инструментом для инженера при рабочем проектировании конструкций и для архитектора при необходимости быстрой оценки (например, в случае участия в тендере) жизнеспособности архитектурных решений, стоимости и для других целей. Все остальные локальные подсистемы могут работать в двух режимах: автономном, когда схема формируется пользователем в интерактивном режиме; режиме обработки информации, полученной из корневой подсистемы КОМПОНОВКА.

*Локальная подсистема БАЛКА* позволяет запроектировать одно- и многопролетную балку с переменным сечением по пролетам. Сечение балки может быть прямоугольным, тавровым, двутавровым, а также специальным, имеющим полки для опоры сборных ригелей. Нагрузка может быть равномерно распределенной по всему пролету или на его части, в виде сосредоточенных вертикальных сил и моментов. Схема балки, сечение, нагрузки, другие сведения о материалах, требованиях, деформированности, пожаростойкости задаются или корректируются (если информация импортирована из подсистемы КОМПОНОВКА) в графическом интерактивном режиме. Дальнейшие процедуры выполняются автоматически: статический расчет балки с построением огибающих эпюр усилий; подбор теоретической и дискретной арматуры по первому и второму предельным состояниям; построение теоретической и фактической эпюры материалов; вычисление прогибов балки; построение схемы армирования балки. Полученная схема армирования балки с помощью специальных предметно-ориентированных графических средств в интерактивном режиме может быть доведена до рабочего чертежа с получением необходимых сечений, спецификаций, примечаний и штампов. Для выполненного рабочего чертежа может быть получена твердая копия и DXF-файл для экспорта, при необходимости, в другую графическую систему.

*Локальная подсистема КОЛОННА* позволяет запроектировать колонну с различными типами сечений: прямоугольным, двутавровым, круглым, коробчатым, кольцевым, крестовым, уголковым. Колонна может быть подвержена действию сжимающей силы и моментов в двух плоскостях (косое внецентренное сжатие). Подбор или проверка сечения и армирование выполняется автоматически. Полученная схема армирования колонны с помощью предметно-ориентированных графических средств может быть доведена до вида рабочих чертежей с получением твердых копий и DXF-файлов.

*Локальная подсистема Фундамент* позволяет запроектировать в автоматическом режиме отдельно стоящие фундаменты различных типов под колонны и стены с последующим доведением полученных результатов в интерактивном графическом режиме до рабочих чертежей.

*Локальная подсистема ПЛИТА* позволяет запроектировать плиту произвольной конфигурации с произвольными отверстиями и условиями опирания с учетом совместной работы с балочным ростверком и частичным защемлением в колоннах и стенах. Выполняются следующие проце-

дуры: статический расчет плиты; подбор теоретической распределенной и дискретной арматуры по первому и второму предельным состояниям с построением изополей; вычисление прогибов плиты с построением изополей; построение схемы армирования плиты. Полученная схема армирования может быть доведена до вида рабочего чертежа с получением твердой копии и DXF-файла. В подсистеме ПЛИТА имеется развитый инструментарий, облегчающий проектировщику процесс получения схемы армирования: наложение штампов армирования с различными направлениями армирования; автоматическая расстановка сеток заданных типов и др.

*Локальная подсистема ФУНДАМЕНТНАЯ ПЛИТА НА ГРУНТОВОМ ОСНОВАНИИ И ФУНДАМЕНТНАЯ ПЛИТА НА СВАЙНОМ ОСНОВАНИИ* по технологии армирования и набору выдаваемой информации (изополя моментов, изополя арматуры, схемы дискретного армирования) аналогичны подсистеме ПЛИТА, однако имеют некоторые отличительные особенности: задаются области с различными коэффициентами постели, а для свайного основания – расстановка свай; в результате расчета выдаются изополя напряжений в грунте или усилия в сваях; если расчет производится не в локальном режиме, а в режиме импорта данных из подсистемы КОМПОНОВКА, то в подсистеме КОМПОНОВКА задается фундаментная плита и расчет всего здания производится с учетом наличия фундаментной плиты и грунтового или свайного основания. Усилия на фундаментную плиту от колонн и стен, передаваемые в локальные подсистемы, учитывают эту совместную работу.

*Локальная система СТЕНА (РАЗРЕЗ)* позволяет запроектировать систему диафрагм и рамных конструкций, расположенных в одной плоскости и работающих совместно. В режиме импорта из подсистемы КОМПОНОВКА в последней задается линия разреза и расчетная схема системы диафрагм и рамных конструкций строится автоматически и передается в подсистему РАЗРЕЗ. В результате расчета получатся изополя усилий в стенах и эпюра усилий в рамных конструкциях. Информация об армировании и технология автоматической расстановки сеток и отдельных арматурных стержней аналогична подсистеме ПЛИТА.

*Локальная подсистема ПОДПОРНАЯ СТЕНА* позволяет запроектировать железобетонную подпорную стену традиционной формы. На основе данных о материале, грунте, нагрузках и фиксированных размерах подпорной стенки определяются в автоматическом режиме ее расчетные размеры и схема армирования, формируется рабочий чертеж.

*Локальная подсистема КИРПИЧ* предназначена для расчета кирпичных конструкций зданий. Здание может иметь произвольную в плане и по высоте конфигурацию. Расчет производится совместно с имеющимися железобетонными конструкциями.

## САПР XXI ВЕКА. СОВРЕМЕННЫЕ ТРЕБОВАНИЯ И ПРАКТИЧЕСКИЕ ПУТИ РЕАЛИЗАЦИИ

**Д. Медведенко (НИИАСС, г. Киев)**

Программы САПР из-за своей наукоемкости и масштабности до сих пор занимали привилегированное положение. Выбирать было особенно не из чего: число таких программ было ограничено, особенно русскоязычных и украиноязычных, и приходилось мириться и с длительным периодом освоения программы, и с ее возможными неудобствами. Однако в последние годы конкуренция на рынке САПР вынуждает разработчиков все больше приближаться к нуждам конечных пользователей, и пересматривать пользовательский интерфейс своих продуктов. Невзирая на историю, к современным программам САПР предъявляются все те же требования, что и ко всем остальным программам.

Требования к программам можно разделить на требования к пользовательскому интерфейсу и к процессу разработки. Вкратце они таковы: пользовательский интерфейс программы должен быть расширяемым, а процесс разработки – управляемым. Ниже эти тезисы описываются более подробно и приводится пример разработки программы согласно этих требований.

**1. Расширяемый пользовательский интерфейс.** Одни и те же задачи решались на персональных компьютерах еще с момента появления IBM PC AT на 086 процессоре. Текстовый процессор, графический редактор, электронные таблицы. Круг задач для компьютера с тех пор не особенно расширился. Однако мощность персонального компьютера с каждым годом удваивается. Удваиваются и ресурсы, доступные программам, выполняемым на персональном компьютере. Что же получает пользователь в обмен на новые гигагерцы и гигабайты? Единственный ответ – экономия времени. Время экономится на всем, начиная от сокращения срока обучения пользователя перед началом работы с программой и заканчивая высокой эргономичностью пользовательского интерфейса.

«Идеальная» программа не требует от пользователя, во-первых, специальной подготовки, а во-вторых, времени при работе с ней. Конечно, такой программы не существует. Однако можно приблизиться к идеалу! Чтобы не требовать у пользователя подготовки перед началом работы, программа должна быть максимально похожей на другие, с которыми он уже умеет работать. Со вторым свойством «идеальной» программы все значительно сложнее, и на данный момент все, что можно предложить это, ориентированность программы на конкретные цели и ее хорошая масштабируемость. Под масштабируемостью в данном случае понимается возможность выполнения команды над данными независимо от их объема, например в Microsoft® Word шрифт можно изменить как для одной буквы, так и для всего документа сразу. Требование масштабируемости определяет степень «дружественности» пользовательского интерфейса программы

и решается каждой программой по-своему, поэтому непригодно в качестве объективного критерия оценки программы и далее не рассматривается. Остаются два требования: схожесть с известными программами и целевая направленность. Следуя формальной логике, высшей степенью схожести обладает *одна* программа, другими словами, программа не должна быть раздробленной на множество мелких утилит, а наоборот, должна предоставлять пользователю единую среду, которую он не должен покидать.

Кроме простой похожести на известные программы, идеальная программа должна уметь использовать знание пользователем других программ. Например: подготовленные в Microsoft® Excel исходные данные, анализируются в расчетной программе, затем сводятся в диаграммы Microsoft® Graph и публикуются на персональной веб-страничке. Современная программа позволяет вовлекать другие программы для расширения своих возможностей. Передача данных между программами должна происходить наиболее понятным способом. Обычно данные передаются через файлы, и операции копирования-вставки. Традиционно, одна программа умеет читать и записывать свои данные в форматах двух-трех других аналогичных программ. Операции копирования-вставки данных, выполняемые между приложениями, являются более динамичными, так как не требуют пользователя указывать файлы время на обработку файлов. Эти же операции, выполняемые в стиле перетащить-отпустить (drag-and-drop), кажутся более наглядными. Операции передачи данных особенно актуальны для программ, которые автоматизируют только часть общего процесса, например для чисто расчетных программ крайне важно передавать данные для построения чертежей.

Однако и этого недостаточно. Кроме расширения своих возможностей за счет других программ, интерфейс должен быть на 100% открытым. Предположим, необходимо произвести экспорт-импорт данных в программу от сторонних разработчиков или создать некий параметрический шаблон, который пользователь часто использует, изменяя лишь один-два его параметра. Для таких случаев программа должна предоставлять возможность расширения своей функциональности. Все серьезные программы имеют на этот случай встроенный макроязык наподобие LISP или Visual Basic for Applications или хотя бы набор экспортируемых функций. Зная основы программирования, пользователь-программист может расширить возможности программы. Предельным случаем такого подхода является классический AutoCAD®, над которым сама AutoDesk® надстроила более двух десятков специализированных оболочек. Итак, еще одним требованием, предъявляемым к программе со стороны продвинутых пользователей и со стороны программистов, является возможность дополнения программы новыми возможностями без перекомпиляции, то есть уже после продажи, а также возможность управления программой из другой программы, которая обычно называется сценарием. Необходимо обеспечивать максимальную совместимость и в управлении: если программа поддерживает общепринятый язык сценариев, то из одного сценария можно управлять сразу несколькими программами.

Подытоживая, получаем следующую модель «почти идеальной» программы. Это интегрированная среда, ориентированная на решение predeterminedного круга задач. Каждая задача в такой среде имеет набор инструментов для своего решения, однако все инструменты подчиняются общепринятым правилам и их число минимально. Программа взаимодействует с другими программами всеми известными способами. Готовая программа позволяет расширять свои возможности подключением дополнительных модулей или управлением из сценария.

**2. Промышленный стандарт в разработке.** Удачный пользовательский интерфейс – только одно из требований, которым должна соответствовать современная программа САПР, самая верхушка айсберга. Гораздо более серьезные требования выдвигаются современным программам САПР в области проектирования и программирования. Это максимальная производительность и надежность программы, а также контроль над сроками разработки. На практике это означает правильный выбор технологий и инструментов программирования и возможность привлечения произвольного числа программистов на любом этапе разработки программы.

Максимальная производительность – требование, специфичное именно для программ САПР, так как сложность решаемых задач все увеличивается и неизменно превосходит аппаратные ресурсы компьютера. Соответственно, программа должна иметь самые быстрые алгоритмы и использовать самые быстрые из возможных инструментов. Сейчас есть немало программ САПР, которые очень медленны в работе. Модели, строящиеся в них, очень громоздки и слабо поддаются упрощению. Такие программы демонстрируют стратегический просчет разработчиков программ, которые слишком положились на аппаратные возможности компьютера. Конечно, возможности современной персоналки тысячекратно превосходят возможности старинных суперкомпьютеров, но все же программа должна соответствовать возможностям аппаратуры, на которой она выполняется. Слишком громоздкие модели должны разбиваться на несколько более простых, а настройка программ должна позволять отключение «украшений», на которые пускаются фирмы для привлечения внимания к своим продуктам. Искусство разработчика – найти компромисс между детальностью модели и временем, за которое она достигается. Правильный выбор языка программирования и инструментов разработки – тоже немаловажный фактор, влияющий как на срок разработки, так и на производительность программы. Нередко программы разрабатываются на разных языках, например расчетный процессор – на математическом языке, например Фортран, а пользовательский интерфейс – на визуальном, например Visual Basic.

Надежность программы, то есть ее устойчивая работа, напрямую переключается с выбором технологий разработки. Хорошо структурированный язык программирования позволяет избежать многих ошибок еще на этапе написания исходного кода программы. Чем больше ошибок предупреждается на этапе написания программы, тем меньше времени идет на отладку, то есть тем экономически выгоднее становится программа. С другой стороны, языки более высокого уровня генерируют более медлен-



ный исполняемый код, чем языки более низкого уровня. Можно с уверенностью утверждать, что язык С++ является хорошим компромиссом для программ САПР, так как является языком и достаточно высокого уровня, позволяющим создавать проекты даже самого большого размера, и достаточно быстрым, что позволяет использовать его для написания математических модулей.

Надежность программы во многом зависит и от хорошей изолированности ее частей. Экономически выгодно не производить полную комплексную отладку программы после изменения в одном ее компоненте. Поэтому программа со слабыми связями между компонентами от версии к версии хорошо модифицируется и работает одинаково устойчиво.

Привлечение к разработке программы произвольного количества разработчиков и взаимозаменяемость конкретных личностей достигается одним и тем же приемом – упреждающее написание проектной документации к программе. После создания целостной модели программы кто угодно, потратив минимум времени, может продолжить работу над программой. Сейчас для написания проектной документации существует достаточно технологий и даже специальных языков. Проектная документация должна включать в себя как модель пользовательского интерфейса, так и достаточно подробную модель реализации программы. Необходимо отметить, что поскольку написание документации тоже длительный процесс, всем его участникам следует пользоваться одними и теми же инструментами, чтобы получить целостную документацию. Следствием хорошей документации является сокращение затрат на сопровождение программы, так как часть пользователей сможет отыскать необходимую информацию в справочной системе программы.

Хорошо, если ресурсы фирмы, разрабатывающую программу, достаточны для привлечения любого числа разработчиков. Однако обычно человеческие ресурсы весьма ограничены. Тогда ускорения разработки программы можно добиться использованием готовых компонент или более общих в качестве базиса. Обратной стороной написания программы-надстройки является ограничение числа потенциальных пользователей и опасность спада популярности программы-базиса, без которой программа-надстройка вообще не может продаваться.

Из вышесказанного можно сделать вывод, что современному процессу разработки программного обеспечения присущи все этапы промышленного процесса – проектирование, производство и наладка. Программы, как и материальные продукты, используют готовую компонентную базу.

### **3. Практический пример. Программа САПР стальных конструкций.**

Исторически сложилось разделение программ САПР на чертежные и расчетные. Одни программы умели замечательно чертить, а другие – считать. Инженеру приходилось много времени и внимания уделять передаче данных между программами, как в одну, так и в другую сторону. Постепенно брешь заполнялась: чертежные программы получали больше расчетных возможностей, а расчетные программы – больше чертежных. Теперь многие графические пакеты, предназначенные для машинострое-

ния, могут похвастаться мощным расчетом. Того же нельзя сказать о строительной отрасли: программы черчения и расчета остались по разные стороны баррикад. Проектировщику до сих пор приходится передавать данные между расчетной и графической программами и тщательно отслеживать правильность их передачи или вообще строить модель дважды: в расчетной и графической программе. Исключением можно считать разве что программный комплекс «Мономах» (пр. НИИАСС), который хотя и не объединяет в полной мере возможности расчетной и чертежной программ, но автоматизирует львиную долю черчения железобетонных конструкций. Тем не менее и ПК «Мономах», ограничиваясь черчением predetermined элементов конструкций, все же далек от в полном смысле чертежной программы.

Объективно – существует дефицит в расчетно-графических программах, которые бы сопровождали инженера на всех этапах создания проектно-конструкторской документации, начиная от построения расчетной модели и заканчивая выдачей готовых рабочих чертежей.

Новая разработка НИИАСС по автоматизации проектирования и черчения стальных конструкций под рабочим названием «КМ» сочетает в себе возможности расчетной и чертежной программы. Эта программа включает в себя трехмерный графический редактор для подготовки расчетной модели, расчетный процессор, инструменты для анализа результатов расчета и создания рабочих чертежей стадии КМ. Программа органично встраивается в AutoCAD ® 2000, позволяя использовать его чертежные средства.

Девиз этой программы – конформизм. Программа не требует подготовки для начала работы с ней и адекватно обрабатывает все команды AutoCAD. Программа оперирует простыми для восприятия вещественными объектами, такими как «балка», «плита», «узел», абстрагируя пользователя от метода конечных элементов, заложенного в ее расчетном модуле. Благодаря этому программа может быть использована не только конструкторами, но и архитекторами. Схема работы программы традиционна: пользователь строит пространственную модель конструкции, нагружает ее и выполняет статический расчет. Затем можно получить эпюры усилий, перемещений и прогибов, а также рассчитать поперечные сечения стальных конструкций и узлы. На любом этапе возможно получение чертежей видов и разрезов произвольной части конструкции, а также чертежи узлов конструкции. Программа позволяет создавать ведомость элементов с постановкой позиций на заданных чертежах, схему элемента из любого чертежа, спецификацию металлопроката и таблицы нагрузок на фундамент. Предусмотрен импорт графических данных и создание фрагментов конструкции (ферма, рама) из готовых параметрических шаблонов. Моделирование, расчет и черчение решены в единой среде, которая исключая повторный ввод данных и позволяет автоматически обновлять содержимое чертежей согласно текущему состоянию модели. Пользователю не требуется выходить за рамки программы для подавляющего большинства задач, связанных с подготовкой конструкторской документации стадии КМ.

Структурно программа состоит из ядра и надстроек. Ядро включает в себя две части: логическую и графическую. Логическая часть содержит математическую модель конструкции и узла, а графическая часть позволяет редактировать физические объекты в графическом редакторе. Логическая часть вполне автономна, а графическая опирается на логическую. Надстройки являются макрообъектами, которые управляют подчиненными объектами ядра. Например, шаблон «нагрузка от мостового крана» является надстройкой, которая изменяет положение объектов ядра «сосредоточенная сила» в ответ на изменение ширины колеи крана. Ряд функций графической части опирается на AutoCAD® в своей реализации. Однако число таких функций ограничено, и в будущем вполне возможна их замена на другие, не зависящие от AutoCAD®. Другими словами, благодаря удачной структуре, программа является слабо связанной с базисным графическим редактором и при спаде его популярности может отойти от него. С другой стороны, использование AutoCAD®2000 позволило сильно облегчить первую версию программы и значительно сократить срок ее разработки. Программа пользуется и другими готовыми компонентами: готовый расчетный процессор семейства ЛИРА для статического расчета и программу ЛИР-СТК для выполнения расчета поперечных сечений элементов.

Программа КМ началась с проекта, который включал в себя как полное описание пользовательского интерфейса, так и весьма подробный проект внутренней структуры программы. Проектирование происходило в двух направлениях: от проекта пользовательского интерфейса к его реализации и от реализации к пользовательскому интерфейсу. Направление проектирования выбиралось в зависимости от сложности реализации.

Реализация программы основывается на компонентной модели (component object model, СОМ). Программирование в стиле СОМ изолирует компоненты программы от подробностей реализации друг друга, делая код более надежным, позволяет экономно расходовать память, а проектирование реализации сводит к написанию библиотек типов (type library). Библиотека типов является одновременно и перечнем экспортируемых функций, поэтому любой, кто в чьем распоряжении оказывается библиотека типов, может продолжить труд разработчиков и дополнить программу нужной функциональностью. Использование компонентной модели и передачи данных через операции копирования и импорта позволяет программе соответствовать требованию «расширяемого интерфейса».

Приведенный пример иллюстрирует следующий тезис: применение промышленного подхода делает процесс разработки программы управляемым, а сроки разработки – зависимыми только от количества разработчиков, а не от масштабов программы.

## ОБ ОДНОМ АСПЕКТЕ ПОСТРОЕНИЯ АДЕКВАТНОЙ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ ПРИ АВТОМАТИЗИРОВАННОМ ПОИСКЕ ГЕОМЕТРИИ ТОНКОСТЕННОГО СТЕРЖНЯ

В.С. Шмуклер, А.С. Городецкий (НИИАСС, г. Киев)

Конечноэлементное моделирование обеспечивает не только эффективное решение обратных задач механики деформируемого твердого тела, но и является прекрасным прикладным аппаратом для постановок и реализаций оптимизационных, то есть прямых. Особый класс здесь составляют задачи управления (регулирования) параметрами конструкций и состояний и, в частности, в сочетании с поиском их экстремальных значений.

Особенности предлагаемой процедуры прямого проектирования рассмотрим в связи с совершенствованием конструкции мостовых балок кранов. При этом, остановимся только на нюансах формирования дополнительных условий в задаче оптимизации параметров этой конструкции [1].

Спецификой схемы передачи нагрузки на балку в кранах рассматриваемого семейства является ее изгибно-крутильный характер, вызванный необходимостью размещения грузового крюка вне моста. Это и предопределило направление формализации задачи оптимизации, которая строилась следующим образом.

Пусть требуется разыскать оптимальную форму мостовой балки крана, испытывающей деформацию изгиба с кручением. Пролет известен. Рассматриваются два нагружения моста: постоянное - собственным весом и временное - от действия поднимаемого груза. Традиционно в качестве критерия подобной задачи принимается минимум расхода материала, а конфигурация поперечного сечения разыскивается на множестве тонкостенных элементов с замкнутым коробчатым контуром.

Запишем критерий качества

$$C = \sum_{L=1}^N \delta_L h_L \rightarrow \inf, \quad (1)$$

где  $\delta_L$ ;  $h_L$  - толщина и высота сечения  $L$ -ой пластинки, входящей в состав профиля;  $N$  - количество пластинок.

Если количество пластинок, входящих в состав сечения, заранее не определено, то задача наряду с обычными переменными содержит и целочисленную  $N$ . К критерию (1) присовокупляются ограничения прочностного и деформационного характера, а также ограничения на критические силы потери устойчивости. В связи с традиционностью, их аналитические выражения не приводятся, а в случае необходимости, эти выражения могут быть позаимствованы, например, в [2, 3]. Кроме упомянутых формулируются в обычном виде технологические, экономические и другие виды

ограничений. Далее в соответствии с предлагаемым подходом к перечисленным ограничениям присоединяется ограничение:

$$M_t = 0, \quad (2)$$

где  $M_t$  - крутящий момент в балке от временной нагрузки.

Выражению (2) можно придать вид:

$$e_q = 0 \quad (3)$$

где  $e_q$  - эксцентриситет поперечной временной нагрузки относительно центра изгиба сечения.

Условия (2) и (3) формализуют требование отсутствия кручения в мостовой балке в момент поднятия груза. Совершенно очевидно, что при таком подходе качественно меняется постановка и решение задачи. Если при обычном ее решении будет найден вектор толщин и высот листов замкнутого профиля при заданном распределении нагрузки, сообщающей минимум функционалу (1), то в нашем случае, за счет управления схемой передачи нагрузки можно добиться обнуления одного из двух основных силовых факторов. Такое обстоятельство приводит к расширению области допустимых решений, включая в нее не только замкнутые профили, но и открытые. Разумеется, что здесь надлежит ограничить величину касательных напряжений, возникающих от кручения при загрузке моста собственным весом и весом оборудования.

$$\text{Введем далее обозначение } \beta = \frac{A_{cm}}{A_n} = \frac{h\delta_{cm}}{b\delta_n},$$

где  $A_{cm}, h, \delta_{cm}$  - площадь стенки профиля, ее высота и толщина;  $A_n, b, \delta_n$  - то же полки.

Тогда для открытого сечения в виде несимметричного двутавра, вектор временной нагрузки у которого проходит через центр изгиба сечения, т.е.  $x_{01} = L_{zp}$ , получим

$$a = \frac{\beta + 6}{6} L_{zp}, \quad (4)$$

где  $a$  - расстояние от центра полки до центра стенки;  $x_{01}$  - расстояние от центра стенки до центра изгиба;  $L_{zp}$  - известное (технологический параметр) расстояние от оси стенки до оси крюка (рис. 1).

Зависимость (4), при заранее определенных  $A_{cm}$  и  $A_n$ , фактически задает конфигурацию сечения. В связи с чем, запишем выражения для геометрических характеристик сечения, порождаемых (4) и полезных в дальнейшем.

$$A = 2A_n + A_{cm} = A_n(2 + \beta); \quad (5)$$

$$x_0 = \frac{(6 + \beta)L_{zp}}{3(2 + \beta)}; \quad (6)$$

$$x_0 \langle a; \quad (7)$$

$$I_x = \frac{A_n \times h^2}{12} (6 + \beta); \quad (8)$$

$$I_y = \frac{A_n \times h^2}{12} \left[ 2 + \frac{\beta(4 + \beta)(6 + \beta)^2 m^2}{3(2 + \beta)^2} \right]; \quad (9)$$

$$\frac{I_p}{A} = \frac{I_x + I_y}{A} = \frac{h^2}{12} \Phi_1(\beta); \quad (10)$$

$$\Phi_1(\beta) = \frac{6 + \beta}{2 + \beta} \left\{ 1 + \kappa^2 \left[ \frac{2}{6 + \beta} + \frac{\beta(4 + \beta)(6 + \beta)m^2}{3(2 + \beta)^2} \right] \right\}; \quad (11)$$

$$\kappa = \frac{b}{h} \leq 1; \quad m = \frac{L_{zp}}{b} \leq 1; \quad (12)$$

$$U_x = \int_A y(x^2 + y^2) dA; \quad (13)$$

$$U_y = \int_A x(x^2 + y^2) dA; \quad (14)$$

$$U_x = \sum_{i=1}^3 A_i y_i (x_i^2 + y_i^2) = 0; \quad (15)$$

$$U_y = \sum_{i=1}^3 A_i x_i (x_i^2 + y_i^2); \quad (16)$$

$$U_y = \frac{A_n \times h^2 L_{zp}}{12} \times \frac{\beta(6 + \beta)}{2 + \beta} \left[ 1 + \frac{(\beta - 2)(6 + \beta)^2 m^2 \kappa^2}{9(2 + \beta)} \right], \quad (17)$$

где  $A, I_x, I_y, I_p$  - площадь и моменты инерции сечения балки;  $x_0$  - расстояние от центра стенки до центра тяжести сечения.

Процедура решения задачи может быть упрощена за счет построения итерационного процесса специального вида. На первом его шаге по известным формулам и с использованием МКЭ определяются толщины и высоты листов, входящие в состав, в общем случае, открытого сечения, удовлетворяющие всем ограничениям. На втором шаге по найденным значениям этих величин разыскивается конструктивный параметр  $\alpha$ , определяющий положение центра изгиба открытого сечения при его заданной площади. Другими словами, на втором этапе решается изопериметрическая задача, задающая компоновку сечения. Далее, используя МКЭ и алгоритм Киффера-Джонсона, выхода на границу области [4], уточняются размеры листов. Процесс продолжается до тех пор, пока на его предыдущем и последующем шагах площадь сечения балки моста при заданном эксцентриситете поперечной нагрузки не совпадет с заданной степенью точности. Экономический эффект при такой постановке существенно больше получаемого в традиционной оптимизационной задаче, так как в этом решении "лишней" оказывается целая стенка сечения (рис. 1).

Для кранов с большими грузоподъемностью и пролетом, жесткость свободного кручения открытого сечения оказывается недостаточной для восприятия кручения от собственного веса. В связи с чем, можно



$$mk \leq 0.5 ; \quad (23)$$

$$\beta \leq 4.0 ; \quad (24)$$

$$d \geq \frac{h}{2} \sqrt{\frac{1}{3} [\Phi_1(\beta) - \Phi_2(\beta) - \Phi_3(\beta)]} ; \quad (25)$$

$$\Phi_2(\beta) = \frac{4m^2 \beta (6 + \beta)^2}{(2 + \beta)^2} \times \frac{1 - \frac{(2 - \beta)(6 + \beta)^2 m^2 \kappa^2}{9(2 + \beta)}}{2 + \frac{\beta(4 + \beta)(6 + \beta)^2 m^2}{3(2 + \beta)^2}} ;$$

$$\Phi_3(\beta) = \frac{4m^2 \kappa^2 (6 + \beta)^2}{3(2 + \beta)^2} .$$

Предварительно напряженная затяжка увеличивает не только жесткость свободного кручения балки, но и ее изгибную. Данное обстоятельство может быть учтено формулой

$$\overline{EI} = \frac{EI}{1 - \beta \frac{R_k \times d}{M_x^{max}}} , \quad (26)$$

где  $\overline{EI}$  - приведенная изгибная жесткость балки;  $EI$  - изгибная жесткость балки без затяжки;  $M_x^{max}$  - максимальный изгибающий момент в балке;  $\beta$  - известный числовой коэффициент, равный, например, для равномерно распределенной нагрузки  $\beta = 1.2$ ; для сосредоточенной силы, приложенной в середине пролета  $\beta = 1.5$ .

В случае пассивного регулирования величина силы предварительного напряжения  $R_k$  определяется без учета изменения величины поднимаемого груза. При активном регулировании, в частности, для конструкции моста, предложенного в [6]  $R_k = R_k(Q)$ , где  $Q$  - вес груза.

Таким образом, предлагаемый алгоритм управления напряженно-деформированным состоянием моста крана сводит задачу к традиционной оптимизационной с дополнительными ограничениями (4), (19), (24) - (26).

Реализация предложенной процедуры позволила создать семейство мостовых и козловых кранов с грузоподъемностью до 800 т (рис. 2), успешно эксплуатируемых на различных предприятиях [7, 8].



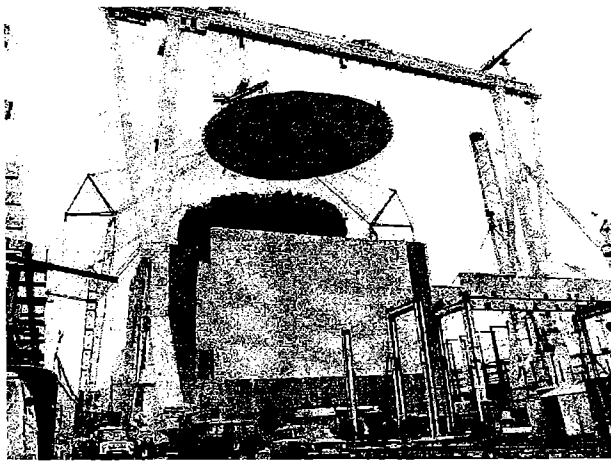


Рис.2

## ЛИТЕРАТУРА

1. Шмуклер В.С. Формализация процедуры формирования управляемых конструкций // Коммунальное хозяйство городов: Респ. межвед. научн.-техн. сб. Вып. 15. - К.: Техника, 1998. - С. 49-53.
2. Почтман Ю.М., Коган Е.Л. Еще раз об оптимизации формы поперечных сечений элементов конструкций. // Изв. вузов "Строительство и архитектура". - М., 1986. №10. С. 19-22.
3. Трофимович В.В., Пермяков В. А. Оптимизация металлических конструкций. - К.: Вища школа, Головне вид-во, 1983. - 200 с.
4. Рейтман М.И., Ярин Л. И. Оптимизация параметров железобетонных конструкций на ЭЦВМ. - М.: Стройиздат, 1974. - 96 с.
5. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. - М.: Физматгиз, 1959. - 566 с.
6. Перельмутер А.В. Управление поведением несущих конструкций. - К.: УФИМБ, 1998. - 148 с.
7. А.с. № 1541179, СССР, Пролетное строение открытого несимметричного профиля для грузоподъемного крана/Белопольский А.И., Шмуклер В.С., Скала Г.Ф., Ягудин К.З.
8. А.с. № 751786, СССР. Пролетное строение мостового крана /Шмуклер В.С., Станиславская Т.З., Кац И.Г., Белопольский А.И., Кагаловский А.Б., Наконечный Ю.Е.

## ПРОЕКТ «ЛИРА ОНЛАЙН» – ИНТЕРНЕТ-ТЕХНОЛОГИИ НА СЛУЖБЕ САПР

В.Е. Боговис (НИИАСС, г. Киев)

Практическое использование интернет-технологий открывает новые возможности и перспективы в сфере автоматизированного проектирования и численного моделирования конструкций. Одной из первых крупных разработок в этой области является проект **ЛИРА Онлайн** – интернет-версия используемого во многих проектных организациях программного комплекса **ЛИРА**, предназначенного для расчета и проектирования конструкций [1].

Основная цель проекта – предоставить простой и быстрый доступ к программе **ЛИРА** для конструкторов и расчетчиков, работающих в сфере строительства и машиностроения, оперативно знакомить заинтересованных специалистов с новыми версиями и возможностями программного комплекса.

Проект **ЛИРА Онлайн** состоит из двух частей - **клиента** (Интерфейс пользователя) и **сервера** (Расчетный процессор и Центр администрирования задач).

**Интерфейс пользователя** представляет собой многофункциональную графическую среду, предназначенную для создания и анализа конечно-элементных расчетных схем конструкций [2]. Пользователю для получения **клиента ЛИРА Онлайн** необходимо зарегистрироваться на сайте проекта ([www.liraonline.com.ua](http://www.liraonline.com.ua)), загрузить инсталлятор программного комплекса и установить его на свой компьютер. **Клиент ЛИРА Онлайн** распространяется бесплатно и может быть установлен на любом числе компьютеров.

Технология работы пользователя в среде **ЛИРА Онлайн** традиционна для САПР-овских программ. На этапе построения расчетной схемы пользователь описывает геометрию моделируемой конструкции, задает жесткости ее элементов, назначает связи, нагрузки. Расчетные схемы объектов могут создаваться и редактироваться как средствами графической среды, так и импортироваться из других архитектурных и конструирующих систем, таких как AutoCAD, ArchiCAD, HyperSteel, Allplan.

Далее следует этап расчета сформированной задачи. Когда пользователь вызывает соответствующую команду, **клиент ЛИРА Онлайн** проводит анализ корректности задачи, затем автоматически архивирует файл исходных данных и отправляет его по сети в **Центр администрирования задач**. Здесь файл принимается и распаковывается служебными программами **Центра администрирования**. После проверки полномочий и наличия у пользователя расчетных ресурсов файл передается на **Расчетный сервер**. По окончании выполнения расчета файлы результатов также упаковываются в архив и по сети возвращаются на компьютер клиента. Здесь

архив автоматически разворачивается, после чего пользователь может анализировать полученное решение и документировать результаты.

Эксплуатация ресурсов **Расчетного сервера** в настоящее время является бесплатной. При регистрации на сайте **ЛИРА Онлайн** новые пользователи получают значительный объем расчетных ресурсов, достаточный для решения от 50 до 100 задач средней сложности. Стоимость задачи определяется с учетом ее размерности (количество узлов и элементов, порядок системы разрешающих уравнений, число загрузений) и степени сложности (линейная статическая, динамическая, физически или геометрически нелинейная и т.д.). В перспективе, после включения в состав проекта специализированных конструирующих систем и расширения набора услуг, предоставляемых пользователям, проект **ЛИРА Онлайн** будет функционировать на коммерческой основе. Максимальная стоимость одного расчета не будет превышать одного процента от общей стоимости стандартной версии ПК **ЛИРА**.

Процедура решения задачи на **Расчетном сервере** состоит из двух стадий – анализа задачи и собственно расчета. На первой стадии происходит расширенный контроль корректности исходных данных задачи и определяется объем ресурсов **Расчетного сервера**, необходимых для ее решения. В случае обнаружения ошибок в исходных данных пользователю возвращается протокол с их подробным описанием. При успешном завершении контроля система информирует пользователя об объеме требуемых расчетных ресурсов и ориентировочной продолжительности расчета текущего проекта. После получения подтверждения задача переходит на стадию выполнения расчета.

Для оптимизации объемов информации, перемещаемой в сети, и ускорения общей оценки пользователем получаемых результатов предусмотрена возможность назначения контрольных узлов и элементов в расчетной схеме. По окончании расчета результаты в этих узлах и элементах могут быть оперативно просмотрены пользователем **клиента ЛИРА Онлайн** в окне программы-обозревателя интернет. Это позволяет ему быстро оценить полученное решение и, в случае необходимости, отказаться от загрузки архива полных результатов, существенно сокращая непроизводительные обмены в сети.

Передача данных между клиентской и серверной частью **ЛИРА Онлайн** осуществляется с помощью специально разработанного расширенного протокола, построенного на базе стандартного FTP-протокола. Используемый протокол позволяет осуществлять корректную досылку оставшихся данных в случае прерывания процесса передачи, а также гарантирует шифрование и неизменность информации на всем маршруте пересылки.

Состояние всех отправленных на сервер проектов пользователь может в любое время просмотреть как непосредственно из **клиента ЛИРА Онлайн**, так и в окне программы-обозревателя интернет на своей персональной странице, которую создает и автоматически обновляет **Центр администрирования задач**. На этой странице сохраняется также

отчет обо всех задачах, отправлявшихся на расчет пользователем, представлена информация о текущем состоянии расчетных ресурсов.

Проект **ЛИРА Онлайн** рассчитан на широкий круг специалистов-конструкторов, проектировщиков, студентов. Значительный практический интерес представляет возможность использовать интернет-версию программного комплекса **ЛИРА** для разовых расчетов реальных проектов, когда покупка полной версии программы может оказаться нерентабельной. Существующие пользователи стандартного варианта ПК **ЛИРА** также смогут оценить возможности данного интернет-проекта. Это и знакомство с последними версиями программы, и изучение на конкретных примерах новых функций и алгоритмов расчета, и переподготовка и обучение персонала.

Перспективная цель развития данного проекта - создание в Глобальной сети Центра проектирования и предоставление всем заинтересованным пользователям доступа к широкому набору программ, охватывающих весь спектр задач проектирования.

## ЛИТЕРАТУРА

1. *Лантух-Ляценко А.И. ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. – К - М.: ФАКТ, 2001. – 312 с.*
2. *Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Боговис В.Е. и др. Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Программный комплекс "ЛИРА-Windows". – К.: ФАКТ, 1997. – 138 с.*

## ЧИСЛЕННОЕ РЕШЕНИЕ НЕЛИНЕЙНЫХ ЗАДАЧ ДИНАМИКИ

И.Д.Евзеров (НИИАСС, г. Киев)

Предлагается метод решения задач динамики, основанный на неявной разностной схеме. Для широкого класса задач доказываются устойчивость схемы и оценки погрешности.

Пусть  $V$  – замкнутое подпространство Гильбертова пространства  $H$ ;  $a(u, v)$ ,  $b(u, v)$ ,  $c(u, v)$  – симметричные неотрицательные, ограниченные на  $V$  билинейные формы,  $a(u, v)$  и  $b(u, v)$  коэрцитивны на  $V$ ,  $d(u, v)$  – линейная по  $v$  форма,  $(f, v)$  – линейный ограниченный на  $V$  функционал. Обозначим:

$$a(u) = a(u, u), b(u) = b(u, u), c(u) = c(u, u);$$

$$\|u\|^2 = a(u), \|u\|_1^2 = b(u);$$

$$u' = \frac{\partial u}{\partial t}, \quad u'' = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad t \in [0, T].$$

Предполагается, что для всех  $u_1, u_2, v \in V$  справедливо неравенство  $c(v) + d(u_2, v) - d(u_1, v) \geq -K(a(u_2 - u_1) + b(v))$ ,  $K > 0$ . (1)

Нелинейная динамическая задача формируется в следующем виде: найти функцию  $u(t) \in V$ , удовлетворяющую при всех  $v \in V$  равенству

$$b(u'', v) + c(u', v) + a(u, v) = (f(t), v) \quad (2)$$

и начальным условиям  $u(0) = u'(0) = 0$ .

Положив в (1)  $v = u'$  и проинтегрировав по  $[0, t]$  с учетом начальных условий, получим известное [1] уравнение энергетического баланса

$$\frac{1}{2} [b(u'(s)) + a(u(s))] + \int_0^t [c(u'(s)) + d(u(s), u'(s))] ds = \int_0^t (f(s), u'(s)) ds. \quad (3)$$

Применив (1), получим из (3)

$$b(u'(s)) + a(u(s)) \leq K + K \int_0^t [b(u'(s)) + a(u(s))] ds. \quad (4)$$

Полагая в (2) сначала  $u = u_2$ , затем  $u = u_1$ , вычитая (при  $v = u_2' - u_1'$ ) и применяя (1), получим

$$b(u_2'(s) - u_1'(s)) + a(u_2(s) - u_1(s)) \leq K \int_0^t [b(u_2'(s) - u_1'(s)) + a(u_2(s) - u_1(s))] ds. \quad (5)$$

Из неравенств (4), (5) методами [1], [2] доказываются существование и единственность решения задачи (2).

Предлагается следующая разностная схема для уравнения (2)

$$b(\gamma_m u, v) + c(\beta_m u, v) + a(\alpha_m u, v) + d(u_m, v) = (f_m, v), \quad (6)$$

$m = 0, 1, \dots, M$ ,  $u_0 = u_1 = 0$ ; где  $\theta$  – шаг по времени,

$$t_m = m\theta, \quad u_m = u(f_m), \quad \alpha_m u = 2^{-1}(u_{m+1} + u_{m-1}),$$

$$\delta_m u = \theta^{-1}(u_{m+1} + u_m), \quad \beta_m u = 2^{-1}(\delta_m u + \delta_{m-1} u),$$

$$\gamma_m u = \theta^{-1}(\delta_m u + \delta_{m-1} u).$$

Положив в (6)  $v = \theta\beta_m u$ , и пользуясь очевидными равенствами

$$b(\gamma_m u, \beta_m u) = (2\theta)^{-1}(b(\delta_m u) - b(\delta_{m-1} u)), \quad (7)$$

$$a(\alpha_m u, \beta_m u) = (4\theta)^{-1}(a(u_{m+1} - u_{m-1})),$$

применив (1) и дискретный вариант леммы Гронуолла [3], получим неравенство устойчивости

$$\|\delta_m u\|_1 + \|u_m\| \leq K. \quad (8)$$

Вычтя (6) из (2), положив затем  $v = u - u_m$ , применяя (7), (1) и дискретный вариант леммы Гронуолла, получим оценку погрешности

$$\|u' - \delta_m u\|_1 + \|u - u_m\| \leq K\theta^2.$$

Предложенная приближенная схема эффективна для динамических задач с физической и конструктивной нелинейностью. Ее вычислительным преимуществом является то, что правые части уравнений (6) не зависят от номера шага по времени.

Разностная схема для геометрически нелинейной динамической задачи предложена в [4].

## ЛИТЕРАТУРА

1. Ладъженская О.А. Краевые задачи математической физики. - М.: Наука, 1973.
2. Дюво Г., Лионс Ж.-Л. Неравенства в механике и физике. - М.: Наука, 1980.
3. Гловински Р., Лионс Ж.-Л., Тремольер Р. Численное исследование вариационных неравенств. - М.: Мир, 1979.
4. Евзеров И.Д. Приближенная схема для задачи о нелинейных колебаниях тонких пластин // Моделирование в механике, 1989. - Т.3. - №2. - С. 54-63.

## РЕАЛИЗАЦИЯ РАСЧЕТА ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ В КОНСТРУИРУЮЩЕЙ ПОДСИСТЕМЕ ЛИР-СТК

С. В. Литвиненко (НИИАСС, г. Киев)

Для конструкций, в которых чрезмерные деформации могут привести к потере эксплуатационных качеств, в то время как прочность еще не исчерпана, нормами регламентирован расчет по второму предельному состоянию. Примером таких конструкций является балка, работающая при небольшой нагрузке и имеющая достаточно большой пролет. Из условия прочности такая балка может иметь небольшую высоту сечения, но при большом пролете иметь прогиб, не допускающий нормальной эксплуатации. Естественно, что в таком случае, сечение изгибаемого элемента необходимо определять из условия ограничения прогибов. Значения же максимально возможных относительных прогибов и отклонений конструкций указаны в строительных нормах и правилах.

В ранних версиях ЛИР-СТК для проверки прогиба использовалась приближенная формула, которая позволяла с достаточной для практических расчетов точностью находить относительный прогиб разрезной балки от любых нагрузок

$$\frac{f}{l} = \frac{M^n l}{10EI} \leq \left[ \frac{f}{l} \right], \quad (1)$$

где  $M^n$  -наибольший нормативный изгибающий момент.

Но найденный с помощью данной формулы коэффициент использования сечения по второму предельному состоянию на его подбор никак не влиял. По сути, эта формула была найдена для разрезной балки нагруженной равномерно-действующей нагрузкой и давала приблизительную оценку прогиба для балок неразрезных или нагруженных сосредоточенной силой. Поэтому этот коэффициент был скорее информативным и не был критерием для подбора сечения.

На сегодняшний день подход к нахождению прогибов в конструирующей подсистеме ЛИР-СТК изменился. Проверка прогиба осуществляется путем сопоставления реального прогиба, найденного на основании состава нагружений во всех сочетаниях, с учетом коэффициентов надежности по нагрузке и коэффициентов сочетания, заданных при формировании РСУ, с максимальным относительным прогибом, значения которого указаны в строительных нормах.

Для нахождения реального прогиба необходимо пересчитать перемещения, полученные в результате расчета конструкции по МКЭ для местных осей.

Зная формулу для изогнутой оси балки, двойным интегрированием находим для нее перемещения и углы поворота, рассматривая эпюру моментов как дискретно-линейную:

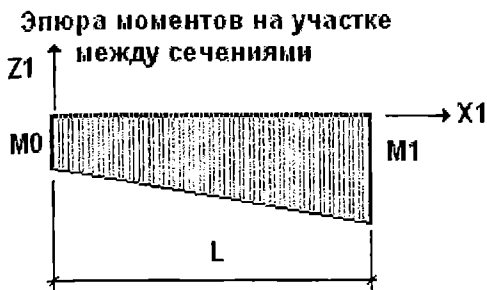


Рис. 2

$$M^n(x) = -EI \frac{d^2 w}{d^2 x}, \quad (2)$$

где  $EI$  – исходная жесткость,  $M^n$  – нормативный момент

$$M^n(x) = M0 + \frac{(M1 - M0) \cdot x}{L}; \quad (3)$$

$$w_u = \iint_x (M0 + \frac{(M1 - M0) \cdot x}{L}) dx, \quad (4)$$

где  $w_u = \frac{w(x)}{EI}$  – удельные перемещения на участке балки между сечениями.

$$w_u = w_0 + \varphi_0 \cdot x + \frac{M0 \cdot x^2}{2} + \frac{M1 - M0}{6 \cdot L} \cdot x^3, \quad (5)$$

где  $w_0$  и  $\varphi_0$  – нулевые параметры, то есть перемещение и угол поворота при  $x=0$ .

Прирост перемещения на участке балки длиной  $L$

$$\Delta w_u = w_u(0) - w_u(L) = \varphi_0 \cdot L + \frac{2 \cdot M0 + M1}{6} \cdot L^2. \quad (6)$$

Формула для последовательного нахождения перемещений в сечениях балки

$$w_{u,n} = w_{n-1} + \varphi_{n-1} \cdot L + \frac{2 \cdot M_n + M_{n+1}}{6} \cdot L, \quad (7)$$

где  $n$  – целое число.

Действительное перемещение балки находим путем деления удельного перемещения на действительную жесткость элемента

$$w_{r,n} = \frac{w_{u,n}}{EI_r}. \quad (8)$$

Для нахождения прогиба относительно двух точек введем понятие раскрепления. Раскрепление – это условно-неподвижные точки, перемещение которых равно нулю. Если раскрепления не наложены, то будут найдены чистые перемещения конструкции относительно локальных осей при недеформированной схеме.



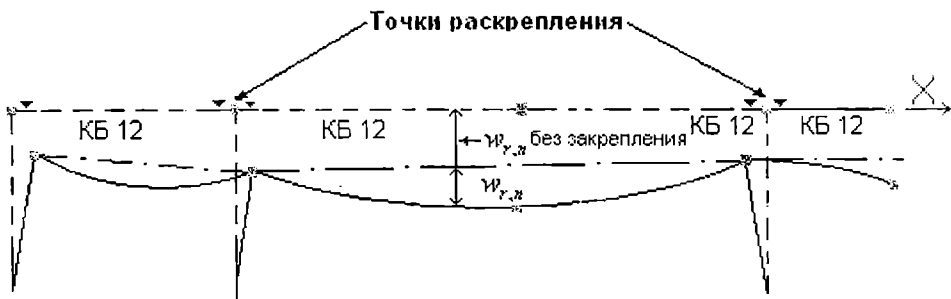


Рис.2

Найденные перемещения суммируются в соответствии с составом загружений в расчетном сочетании усилий или нагрузок так, чтобы получить максимальный прогиб. В элементах, которые рассчитываются в локальном режиме, дана возможность найти прогиб по огибающим эпюрам, предварительно указав условия закрепления. Для более точного определения прогиба, особенно это касается случая воздействия сосредоточенных сил на балку, необходимо увеличить количество расчетных сечений или количество конечных элементов, входящих в конструктивный элемент.

Для сравнения результатов, полученных по приближенной формуле, и по формулам, приведенным выше, возьмём две балки с такими расчетными схемами (рис.3).

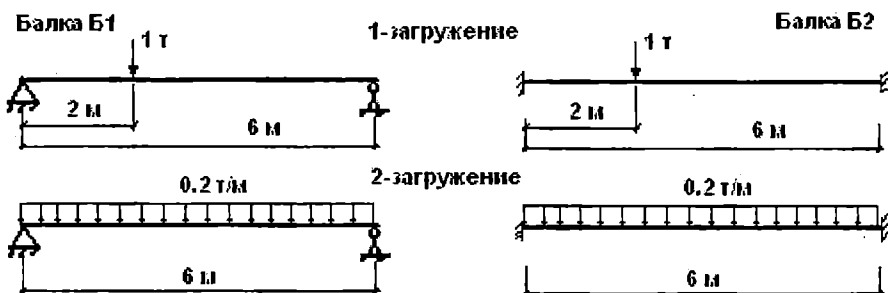


Рис.3

Первое загрузеие временное длительное, второе – постоянное, сечение балки – двутавровое, максимально возможный относительный прогиб  $\frac{1}{400}$ , количество расчетных сечений - 12. После подбора сечений были получены следующие результаты (табл.1).

Как видим, приближенная формула  $\frac{f}{l} = \frac{M^n l}{10EI}$  дает завышенную

оценку значения прогиба как для разрезной, так и для неразрезной балок, что в конечном итоге приводит к неоправданному перерасходу металла, утяжелению самой конструкции. А в довольно сложных конструкциях, когда на

Таблица 1

Наименование Элемента	Подобранное сечение	Максимальный норм. момент в пролете, тс*м	Коэффициент использования сечения по второму предельному состоянию, %	
			ЛИР-СТК	$\frac{f}{l} = \frac{M^nl}{10EI}$
Балка Б1	Двутавр 23Б1	2.1	76.3	81
Балка Б2	Двутавр 16Б1	0.77	69.7	130

перемещение одной из балок влияют перемещения всей системы, такая разница приобретает еще большую масштабность.

Вышеизложенный подход к расчету по второму предельному состоянию позволил реализовать в рамках конструирующей подсистемы ЛИР-СТК требование строительных норм к ограничению прогибов конструкций, и точно находить реальный прогиб, соответствующий данной расчетной схеме. А это в свою очередь увеличило качество самого расчета.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. *СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции.* - М.: Стройиздат, 1982.- 96 с.
2. *СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.* - М.: Госстрой СССР, 1987. - 29 с.
3. *Стальные конструкции производственных зданий: Справочник/ А. А. Нилов, В. А. Пермяков, А. Я. Прицкер.* - К. : Будівельник, 1986. - 272 с.

## РЕАЛИЗАЦИЯ КВАЗИИЗОТРОПНОЙ МОДЕЛИ БЕТОНА В ТРЕХОСНОМ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОМ СОСТОЯНИИ

В.П. Максименко (НИИАСС, г. Киев)

Нормативные документы при расчете массивных бетонных и железобетонных конструкций типа защитных оболочек реакторов, сосудов высокого давления, плотин, фундаментов под оборудование, толстых плит и др. рекомендуют учитывать их реальную нелинейную работу и накопление повреждений в материале.

Разработанная в НИИАСС нелинейная модель пластического деформирования материала [1,5,6,7] учитывает в полной мере неоднородность деформирования бетона (железобетона, фибробетона, грунта, горных пород и др.), развитие эффектов дилатации (упрочнения и развития микро и макро трещин) при различных соотношениях напряжений  $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3$  с учетом взаимовлияние объемных  $\theta$  и сдвиговых  $\Gamma$  деформаций в виде

$$\begin{Bmatrix} \theta \\ \Gamma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11}'/K_0 & k_{12}'/H_0 \\ k_{21}'/H_0 & k_{22}'/G_0 \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \sigma_0 \\ T \end{Bmatrix}, \quad (1)$$

где  $\theta = 3 \varepsilon_0 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)/3$  представляет собой  $I_1(T\varepsilon)$ ;

$\Gamma = \sqrt{6} \gamma_0$  представляет собой  $I_2(T\varepsilon)$ ;

$\sigma_0 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$  представляет собой  $I_1(T\sigma)$ ;

$T = \sqrt{3/2} \tau_0$  представляет собой  $I_2(T\sigma)$ ;

$K_0, G_0, H_0$  - начальные модули объемного сжатия сдвига и взаимовлияния (дилатации).

$k_{11}(\sigma_0), k_{12}(\sigma_0, T), k_{22}(\sigma_0, T)$  - параметры нелинейности несут основную информацию о нелинейном поведении бетона и выражаются степенными полиномами вида

$$k_{11} = 1 + L_{\mu\sigma} \sigma_0^2; \quad k_{12} = M_{\mu\sigma} \sigma_0^5 T^5; \quad k_{22} = 1 + N_{\mu\sigma} T^5, \quad (2)$$

где коэффициенты нелинейности  $L_{\mu\sigma}, M_{\mu\sigma}, N_{\mu\sigma}$  определены в общем виде с учетом предельных напряжений  $\bar{\sigma}_0, \bar{T}$  и предельных деформаций  $\bar{\theta}_K = \bar{Q} \bar{\sigma}_0 / K_0, \bar{\Gamma}_K = \bar{S} \bar{T} / G_0$  в соответствии с [7]

$$\left. \begin{aligned} L_{\mu} &= (\bar{Q} - 1) / \bar{\sigma}_0^2; & M_{\mu} &= -\sqrt{3} / (2 \bar{\sigma}_0^4 \bar{T}^4) \\ N_{\mu} &= (\bar{S} - 1) / \bar{T}^5 - 3 \bar{\sigma}_0^2 (\bar{q} - 1) / (4 \bar{T}^7) \end{aligned} \right\}. \quad (3)$$

Коэффициенты  $\bar{Q}, \bar{S}$  объемной и сдвиговой пластичности, для бетона определены по экспериментальным и теоретическим данным [2,3,7,8] с учетом параметра нагружения Лоде-Надаи  $\mu\sigma \approx \mu\varepsilon$  в виде

$$\bar{Q} = k_j / \bar{K}_1(\bar{\tau}_0, \mu\sigma); \quad \bar{S} = k_j / \bar{K}_2(\bar{\sigma}_0, \mu\sigma), \quad (4)$$

где  $k_j$  - коэффициент перехода от поверхности прочности к поверхности

начала микротрещинообразования (при  $\sigma_0 < 0$   $k_j = 1.5$  иначе  $k_j = 1.0$ );  $\bar{K}_1 = \bar{K}_s / K_0$ ,  $\bar{K}_2 = \bar{G}_s / G_0$  - относительные секущие коэффициенты пластичности определены в соответствии с экспериментально - теоретическими данными для предельных секущих модулей упруго - пластичности  $\bar{K}_s$ ,  $\bar{G}_s$  [2,3,8], так максимальные значения ( $\bar{K}_{1max}$ ,  $\bar{K}_{2max}$ ) при относительном условно-предельном уровне напряжений ( $\sigma_0 / R_b = 10$ ) с учетом [8] будут равны

$$\begin{aligned} \bar{K}_{1max} &= [0.45(0.9+0.1\mu_\sigma) + 1.5(0.01R_b/1MПа)^{3.5}] / K_0; \\ \bar{K}_{2max} &= [0.225(1.1-0.1\mu_\sigma) + 1.5(0.01R_b/1MПа)^{3.5}] / G_0, \end{aligned} \quad (5)$$

а минимальные значения коэффициентов  $\bar{K}_{1min}$ ,  $\bar{K}_{2min}$  при одноосном сжатии с учетом [2,3,8] и др. будут равны

$$\bar{K}_{1min} = [1.5R_b / (1 + 2R_b^{0.84})] / K_0; \quad \bar{K}_{2min} = [1.5R_b / (1 + 3R_b^{0.84})] / G_0. \quad (6)$$

Тогда значения  $\bar{K}_1$ ,  $\bar{K}_2$  для произвольного относительного уровня нагружения -  $X_i$  ( $X_1 = \tau_0 / R_b$ ,  $X_2 = (R_{3r} - \sigma_0) / R_b$ ) с учетом (5,6) и в соответствии с [8] будут найдены по единой зависимости ( $i=1,2$ )

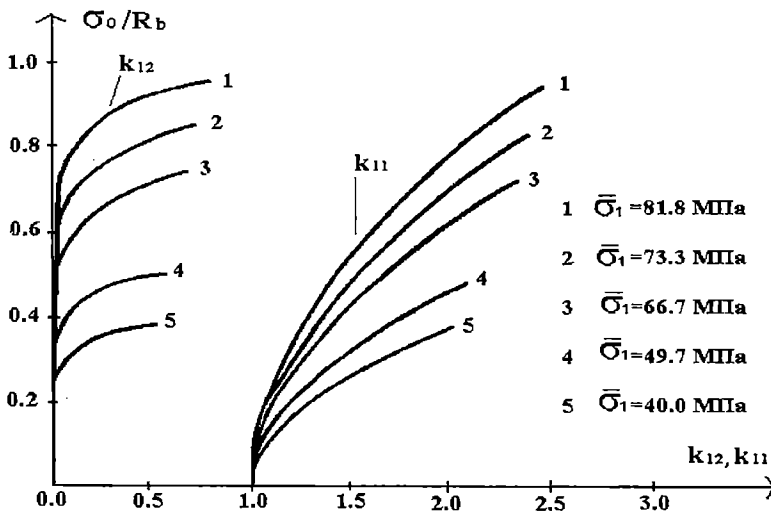
$$K_i = (1 - K_{imax}) \left[ \frac{mK_{imin} - K_{imax} - tX_i^{pi}}{1 - K_{imax}} \right]^{pi} - K_{imax} - tX_i, \quad (7)$$

где параметр  $t=0.002$  по данным [2,3];  $m_i$  - переменная учитывающая влияние  $\mu_\sigma$  в виде  $m_1 = (0.95 + 0.05\mu_\sigma)$ ;  $m_2 = (1.1 - 0.1\mu_\sigma)$ ;  $pi$  - показатель степени в (7) определяется в соответствии с [8].

Модуль взаимовлияния (дилатации)  $H_0$  определен в общем виде с учетом коэффициента  $\bar{Q} > 1$

$$H_0 = \frac{\sqrt{3}}{2} \left( \frac{K_0}{\bar{Q} - 1} \right). \quad (8)$$

Предельные напряжения  $\bar{\sigma}_0$ ,  $\bar{T}$  могут быть определены по известным критериям трехосной прочности бетона [1, 2, 3, 4, 8] и др.



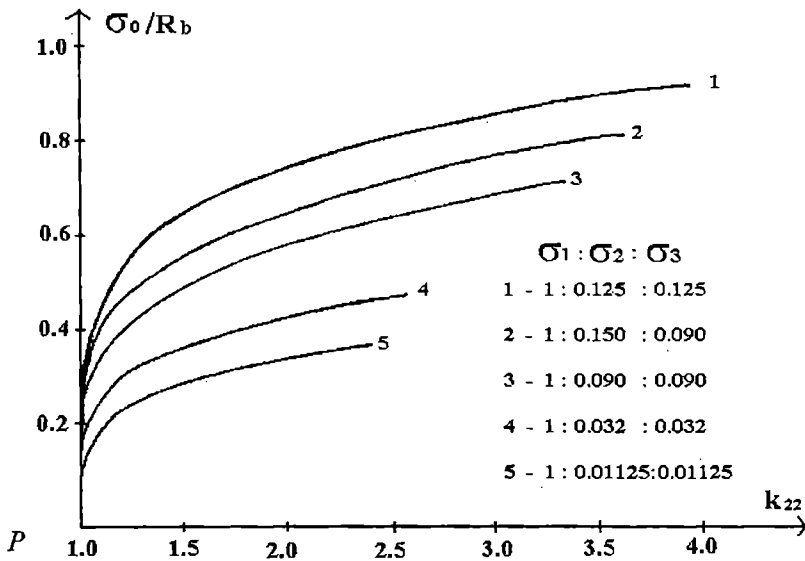


Рис.1. Графики изменения параметров нелинейности  $k_{11}, k_{12}, k_{22}$  тяжелого бетона  $\bar{R}_b=48.6$  МПа при трехосном неравномерном сжатии.

На рис.1 представлены графики изменения параметров нелинейности (2), а на рис.2 результаты сопоставления расчетных зависимостей модели и экспериментальных данных А.В.Яшина [2] для тяжелого бетона ( $\bar{R}_b=48.6$  МПа,  $K_o=18333$  МПа,  $H_o=11822$  МПа,  $G_o=13750$  МПа) в состоянии трехосного неравномерного сжатия. Как видим на всех уровнях нагружений и сочетании главных напряжений  $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3$  отмечено совпадение опытных и расчетных кривых, абсолютная максимальная погрешность не превышает 10%.

Основные физические соотношения составляющих тензоров относительных деформаций и напряжений при  $k_{12}=k_{21}$  имеют вид [5,6,7]

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B & B & 0 & & \\ & A & B & & & \\ & & A & & & \\ c & u & m & C & & \\ & & & & C & \\ & & & & & C \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix}, \quad (9)$$

где  $A, B, C$  – элементы матрицы податливости.

$$\left. \begin{aligned}
 A &= \frac{1}{3} \left[ \frac{k_{11}}{3k_0} + \left( \frac{T}{\sigma_0} + \frac{3\sigma_0}{T} \right) * \frac{k_{12}}{3H_0} + \frac{k_{22}}{G_0} \right] \\
 B &= \frac{1}{3} \left[ \frac{k_{11}}{3k_0} + \left( \frac{T}{\sigma_0} - \frac{3\sigma_0}{2T} \right) * \frac{k_{12}}{3H_0} + \frac{k_{22}}{G_0} \right] \\
 \dot{N} &= \frac{k_{12}}{H_0 \dot{N}} + \frac{k_{22}}{G_0}
 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

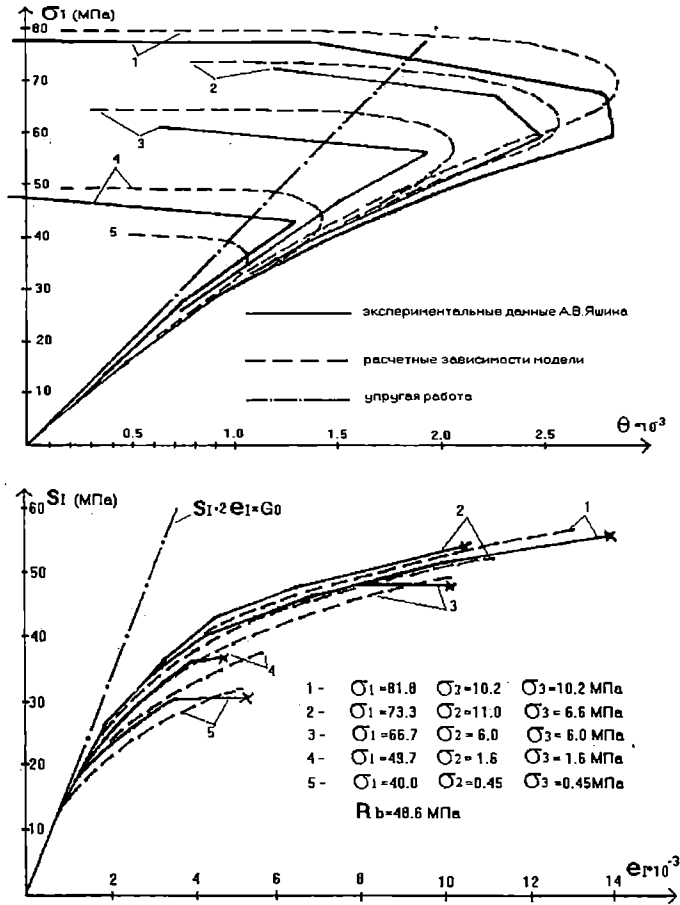


Рис.2. Сравнение расчетных и экспериментальных данных для бетона.

Для ведения физически нелинейных расчетов в постановке МКЭ шагово-итерационными методом соотношения (9) после линеаризации получены в приращениях [5,6,7].

Данная методика учета физической нелинейности бетона или других пластически-нелинейных материалов (грунта, пластмасс, металла, железобетона и др.) реализована в шаговом процессоре «ЛИРА-СТЕП» ВК «ЛИРА-Windows» для 6-и, 8-и, 20-и узловых изопараметрических

объемных КЭ и четырех- и треугольных КЭ балки произвольного положения [11].

## ЛИТЕРАТУРА

1. *Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. - М.: Стройиздат, 1974. - 316 с.*
2. *Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при неодноосных напряженных состояниях /НИИЖБ – М., 1985.– 72 с.*
3. *Лифшиц М.Б. К определению упруго-пластического модуля сдвига, соответствующего пределу прочности бетона в сложном напряженном состоянии.// Известия вузов: Строительство и архитектура, 1984. -№3. – С.4-7.*
4. *Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.*
5. *Козачевский А.И., Зязин А.М., Максименко В.П. Дилатационная модель деформирования бетона при трехосном напряженном состоянии.- В кн.: Исследования по строительной механике и строительным конструкциям: Тематич. сборн. научн. трудов. – Челябинск: ЧПИ, 1985. - С. 142-144.*
6. *Козачевский А.И., Максименко В.П. Численное исследование прочности и деформативности массивных железобетонных конструкций с учетом их реальных свойств. - В кн.: Прочность, надежность и долговечность строительных конструкций: Межвузов. сборн. научн. трудов. – Магнитогорск: МГМИ, 1990. - С. 36-42.*
7. *Реализация соотношений квазиизотропной модели деформирования бетона при трехосном напряженном состоянии// Максименко В.П. - Киев, 1988. 21с. – Рус. Деп. во ВНИИИС № 8556.*
8. *Круглов В.М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трехосном напряженном состоянии// Строительная механика и расчет сооружений. 1987. - №1. – С.40-44.*
9. *Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Максименко В.П. и др.//Программный комплекс «Лири-Windows». Руководство пользователя. Том 8. «ЛИР-СТЕП» – шаговый процессор.- Киев: НИИАСС, 1997.– 80 с.*

## ПРОГРАММА «CONCORD» ДЛЯ РЕШЕНИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

С.Ф. Клованич (ОНМУ, г. Одесса)

**Введение.** Представляется программный комплекс «CONCORD», предназначенный для расчета грунтовых оснований, земляных плотин, дамб, насыпей, одиночных свай, подпорных и шпунтовых стенок, надземных и подземных сооружений, работающих в контакте с грунтом. В основу комплекса положен метод конечных элементов в нелинейной постановке. Грунт рассматривается как сплошная среда и наделяется свойствами физической нелинейности. Его физическая нелинейность описывается с помощью деформационной теории пластичности, предложенной в работе [5], являющейся развитием теории малых упругопластических деформаций А.А.Ильюшина [1] и деформационной теории Г.А.Гениева [2]. Комплекс включает библиотеку плоских и осесимметричных конечных элементов различного вида, стержневых шарнирных и бесшарнирных элементов. Физическая и геометрическая нелинейность раскрывается шаговым или шагово - итерационными методами. Предусмотрен учет порового и гидростатического давлений, усадки (набухания) грунта, использованы специальные приемы, позволяющие моделировать условия контакта грунта и сооружения. Кроме того, дополнительно включена возможность на каждом шаге запомнить все промежуточные расчетные данные, внести изменения в расчетную схему и продолжить расчет (задача о наращивании). Комплекс работает в среде «Windows», удовлетворяет всем требованиям к современному программному обеспечению и состоит из трех разделов – предпроцессора для графического и табличного ввода исходных данных, процессора, реализующего численные алгоритмы и постпроцессора, предназначенного для графического и табличного вывода результатов.

**1. Описание модели деформирования грунта.** Грунтовая среда представляется физически нелинейным изотропным материалом, определяющие соотношения для которого в общем виде могут быть записаны так

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_t\} + \{\sigma_t\}, \quad (1)$$

где  $\{\sigma\} = \{\sigma_x \sigma_y \sigma_z \tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{xz}\}$  - тензор напряжений;  $\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x \varepsilon_y \varepsilon_z \gamma_{xy} \gamma_{yz} \gamma_{xz}\}$  - тензор деформаций;  $\{\sigma_t\}$  - начальные напряжения, вызванные поровым и гидростатическим давлением;  $\{\varepsilon_t\}$  - начальные деформации (усадка, набухание);  $[D]$  - матрица размером  $6 \times 6$ , характеризующая механические свойства грунта.

Основным содержанием любой теории пластичности является определение компонент матрицы механических характеристик материала  $[D]$ , зависящих от достигнутого уровня напряжений и деформаций. При



этих компонент вводятся следующие гипотезы: 1- материал считается изотропным и однородным; 2- деформации объема и формоизменения нелинейны; 3- нагружение считается простым и соблюдается соосность тензоров напряжений и деформаций.

Согласно гипотезам связь между эффективными (без учета начальных) напряжениями и деформациями по октаэдрическим площадкам имеет вид

$$\sigma_o = K \epsilon_o; \quad \tau_o = G \gamma_o. \quad (2)$$

где  $K$  и  $G$  - нелинейные функции объемного модуля и модуля сдвига.

В основу модели положена зависимость между касательными напряжениями и сдвиговыми деформациями по октаэдрическим площадкам, которая записывается так [4] (рис.1).

$$\xi = \tau_o / \tau_o = \lambda \eta / (1 + A \eta + B \eta^2 + C \eta^3), \quad (3)$$

где  $\eta = \gamma_o / \gamma_o$ ;  $\lambda = G_o \gamma_o / \tau_o$ ;  $C = \lambda(\xi_r - 1) / (\eta_r - 1)^2 - 1 / \eta_r$ ;  
 $B = 1 - 2C$ ;  $A = C + \lambda - 2$ .

Здесь  $\tau_o$  и  $\gamma_o$  предельные значения, соответствующие исчерпанию прочности материала,  $G_o$  - начальное значение модуля сдвига,  $\eta_r$  и  $\xi_r$  - координаты некоторой характерной точки на кривой, устанавливаемые из опытов, изменяя которые можно регулировать наклон ниспадающего участка кривой. Из выражения (3) несложно получить выражение для модуля сдвига

$$G = G_o f_g(\tau_o), \quad (4)$$

в котором функция нелинейности равна

$$f_g(\gamma_o) = f_g(\eta) = 1 / (1 + A \eta + B \eta^2 + C \eta^3). \quad (5)$$

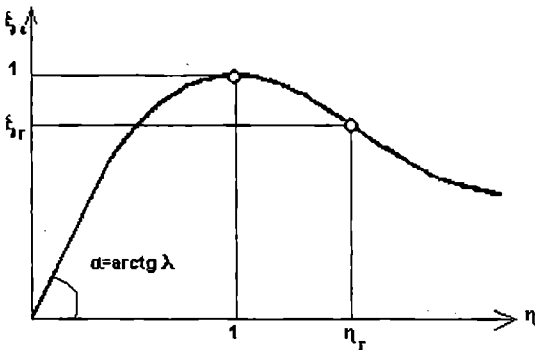


Рис.1. Исходная диаграмма

В соответствии с принятыми гипотезами объемные деформации также нелинейны. Будем полагать, что их нелинейность обусловлена влиянием октаэдрических объемных деформаций, дилатацией и уплотнением материала в процессе деформирования (для грунтов). Для учета влияния перечисленных эффектов введем соответствующие

функции нелинейности  $f_\epsilon$ ,  $f_d$  и  $f_u$ , а секущий модуль объемных деформаций представим в виде

$$K = K_o f_k(\epsilon_o) f_d(\tau_o) f_u(\sigma_o), \quad (6)$$

где  $K_o$  - начальное значение объемного модуля.

Функция  $f_k(\varepsilon_o)$  учитывает влияние величины октаэдрических деформаций на объемный модуль, т.е. собственно нелинейность объемных деформаций. Ее выражение может быть также записано в виде (5), в котором, однако  $\eta = \varepsilon_o / \bar{\varepsilon}_o$ ;  $\lambda = K_o \bar{\varepsilon}_o / \sigma_o$ .

Если нелинейность деформирования приводит к уменьшению значений модулей при росте напряжений, т.е. функций (5) убывающая, то дилатация и уплотнение материала ведет к их нарастанию, сначала незначительному, затем, по мере приближения к предельному состоянию, весьма существенному. Поэтому их описание должно осуществляться с помощью непрерывно возрастающих функций. Для этих целей можно также использовать выражение (3), поменяв в нем местами аргумент и функцию, а для коэффициентов  $f_d(\tau_o)$  и  $f_u(\sigma_o)$  выражение типа (4), например

$$f_d(\tau_o) = f_d(\xi) = 1/(1 + A\xi + B\xi^2 + C\xi^3), \quad (7)$$

где  $\xi = \tau_o / \bar{\tau}_o$ ;  $\lambda = \bar{\tau}_o / (G_o \gamma_o)$ , а остальные параметры те же, что и в формуле (3). Аналогично записывается и функция  $f_u(\sigma_o)$ , при  $\xi = \sigma_o / \bar{\sigma}_o$ ;  $\lambda = \bar{\sigma}_o / (K_o \bar{\varepsilon}_o)$ . Окончательные выражения для функций нелинейности сведем в табл.1. Как это обычно принято в теории пластичности и прочности в ней напряжения сжатия условно принимаются положительными.

Функции нелинейности

Таблица 1

№ п/п	Функция	Аргумент	Параметр нелинейности
1	$f_g(\gamma_o) = f_g(\eta) = 1/(1 + A\eta + B\eta^2 + C\eta^3)$	$\eta = \gamma_o / \gamma_o$	$\lambda = G_o \gamma_o / \gamma_o$
2	$f_\varepsilon(\varepsilon_o) = f_\varepsilon(\eta) = 1/(1 + A\eta + B\eta^2 + C\eta^3)$	$\eta = \varepsilon_o / \bar{\varepsilon}_o$	$\lambda = K_o \bar{\varepsilon}_o / \sigma_o$
3	$f_d(\tau_o) = f_d(\xi) = 1/(1 + A\xi + B\xi^2 + C\xi^3)$	$\eta = \tau_o / \bar{\tau}_o$	$\lambda = \bar{\tau}_o / (G_o \gamma_o)$
4	$f_u(\sigma_o) = f_u(\xi) = 1/(1 + A\xi + B\xi^2 + C\xi^3)$	$\eta = \sigma_o / \bar{\sigma}_o$	$\lambda = \bar{\sigma}_o / (K_o \bar{\varepsilon}_o)$

В приведенные выражения входят значения предельных характеристик прочности  $\bar{\sigma}_o, \bar{\tau}_o$  и деформативности  $\bar{\varepsilon}_o, \bar{\gamma}_o$ , соответствующие вершинам диаграмм. Эти характеристики находятся с помощью соответствующих предельных поверхностей.

Условие прочности для материалов, обладающих различным сопротивлением на сжатие и растяжение, описывается гладкой поверхностью, симметричной относительно диагонали пространства главных напряжений. Подробное описание этого условия приведено в работе [5]. Отметим лишь, что в частном случае для грунтовых материалов данное ус-

ловие приводит к обычному условию Мизеса-Боткина-Шлейхера (Кулона-Мора).

На основе выражений для объемных модулей  $K$  и  $G$  несложно определить стандартные модули продольных деформаций и коэффициенты поперечных деформаций, а по ним и компоненты искомой матрицы  $[D]$ . При разгрузке материал считается линейно упругим, изотропным. Факт разгрузки устанавливается с помощью функции  $F_k = \tau_o^k / \epsilon_o^k$ , показывающей степень удаленности  $k$ -го напряженного состояния от предельной состояния. При этом если  $F_k > F_{k-1}$ , т.е. траектория нагружения приближается к предельной поверхности, то идет процесс активного нагружения, в противном случае – разгрузки.

Модель была тестирована в программном комплексе “Concord” на задачах о действии квадратного штампа путем сопоставления с известными экспериментальными данными для различных видов грунтов. Результаты тестирования свидетельствуют о ее работоспособности.

Начальные деформации, входящие в выражение (1), определяются следующим образом  $\{\epsilon_i\} = \{\epsilon_u \ \epsilon_u \ \epsilon_u \ 0 \ 0 \ 0\}$ , где  $\epsilon_u$  - деформации усадки (отрицательные) или набухания (положительные).

Компоненты начальных напряжения  $\{\sigma_i\}$  имеют несколько составляющих. Во-первых, это поровое давление  $q$   $\{\sigma_i\} = \{q \ q \ q \ 0 \ 0 \ 0\}$ . Во-вторых, это гидростатическое давление  $\{\sigma_i\} = \{\gamma_w h \ \gamma_w h \ \gamma_w h \ 0 \ 0 \ 0\}$ , где  $\gamma_w = 1 \text{ т/м}^3$  – удельный вес воды,  $h$  - гидростатический напор. В-третьих, это взвешивающее действие воды  $\{\sigma_i\} = \{0 \ 0 \ (\gamma - \gamma_w) h \ 0 \ 0 \ 0\}$ , где  $\gamma$  - объемный вес грунта. При этом учитывается, что объемный вес грунта в водонасыщенном состоянии равен  $\gamma = \gamma_c + p \gamma_w$ , где  $p$  - пористость,  $\gamma_c$  - вес скелета грунта.

**2. Особенности конечноэлементной реализации.** Для моделирования грунтовой среды используется библиотека изопараметрических трех- и четырехугольных конечных элементов первого порядка [3]. Ясно, что в данной постановке матрицы, характеризующие конечный элемент, нелинейны, т.к. связаны с матрицей механических характеристик  $[D]$ . Матрица жесткости  $i$ -го конечного элемента  $[K]_i$ , вектора узловых сил, обусловленные начальными деформациями  $\{P_\epsilon\}_i$  и напряжениями  $\{P_\sigma\}_i$  равны соответственно

$$[K]_i = \int_V [B]^T [D] [B] dv ; \{P_\epsilon\}_i = - \int_V [B]^T [D] \{\epsilon_p\} dv ; \{P_\sigma\}_i = - \int_V [B]^T \{\sigma_p\} dv , \quad (8)$$

где  $[B]$  - матрица деформаций, зависящая от вида элемента и способа аппроксимации перемещений. Здесь интегрирование осуществляется по объему конечного элемента  $V$ . Используется численное интегрирование по Гауссу с различным числом точек интегрирования.

Разрешающие уравнения МКЭ, определяемые «конечноэлементным суммированием» по всем элементам, нелинейны. Для их решения используется шаговый метод в приращениях

$$\{\Delta P\} = [K]\{\Delta q\}, \quad (9)$$

где  $\{\Delta P\}$  - вектор узловых сил системы на данной ступени нагружения;  $\{\Delta q\}$  - приращение вектора узловых перемещений, полученное на этом шаге;  $[K]$  - матрица жесткости системы, зависящая от достигнутого уровня напряжений. Решение уравнения (9) может быть уточнено с помощью итерационной процедуры Ньютона-Рафсона до выполнения условия

$$\text{abs}\|\{\Delta q\} - [K]^{-1}\{\Delta P\}\| \leq \delta, \quad (10)$$

где  $\delta$  - малая величина, представляющая собой критерий сходимости.

### 3. Примеры решения геотехнических задач

*Пример 1. Шпунтовая анкерная стенка.* Моделируется работа шпунтовой анкерной стенки из шпунта корытного профиля «Ларсен IV». Диаметр анкера 35 мм. Расчетная схема фрагмента, характеристики грунтов приведены на рис. 2. Рассматривалось плоскодеформированное состояние. Нагрузка прикладывается через бетонный штамп ступенями по 12 т. Расчет велся шаговым методом до полной потери несущей способности системы (12 ступень). Некоторые результаты расчетов представлены на рис. 3-5.

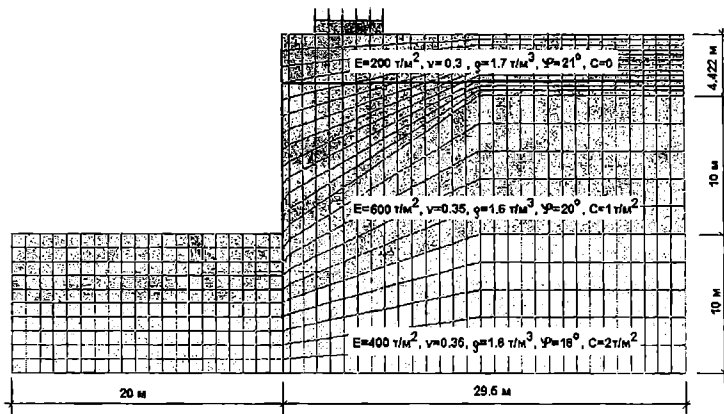
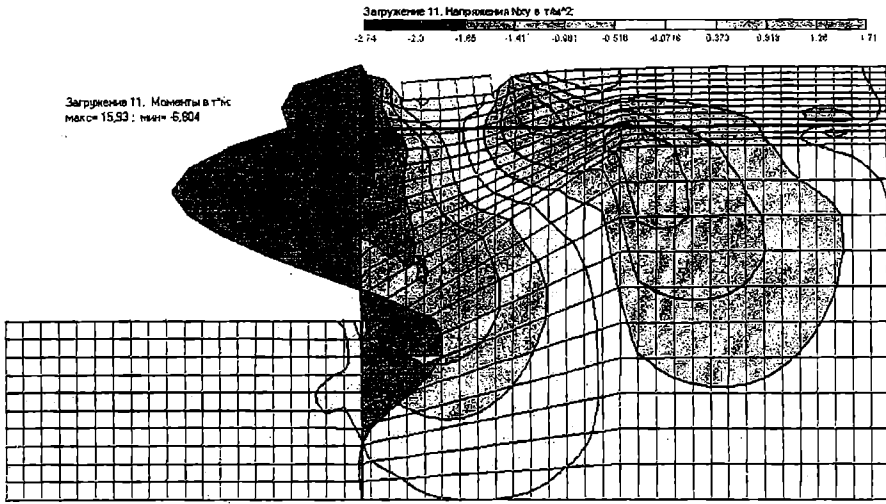
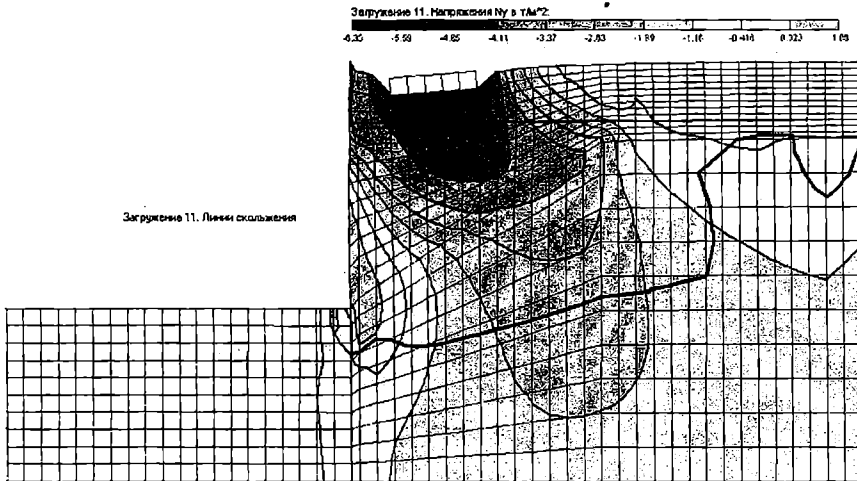


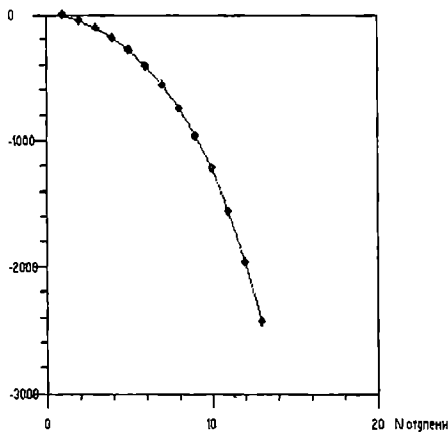
Рис. 2. Расчетная схема к примеру 1



*Рис.3. Касательные напряжения в грунте и изгибающие моменты в стенке на 11 ступени нагружения*



*Рис.4. Нормальные напряжения и линия скольжения на 11 ступени*



*Рис.5. Вертикальные перемещения штампа*

Пример 2. Подземный туннель. Целью данного расчета является определение усилий в обделке подземного тоннеля цилиндрической формы при наличии на поверхности строения в виде многоэтажной рамы. Расчетная схема, характеристики грунтов и обделки приведены на рис. 6. При расчете учитывалось давление грунтовых вод уровень которых указан на том же рисунке. Влияние гидростатического давления учитывалось на первой ступени нагружения, расчет на этой ступени осуществлялся шагово-итерационным методом. Далее к узлам рамы прикладывалась внешняя нагрузка ступенями по 1 т. Выборочно результаты расчетов показаны на рис. 7, 9. Так, на рис. 7 приведены гидростатические напряжения в грунте и изгибающие моменты в обделке, вызванные гидростатическим давлением. На рис. 9 приведены моменты и нормальные напряжения на 15 ступени нагружения рамы. Рис. 8 представляет вертикальные перемещения в уровне фундамента по ступеням нагружения.

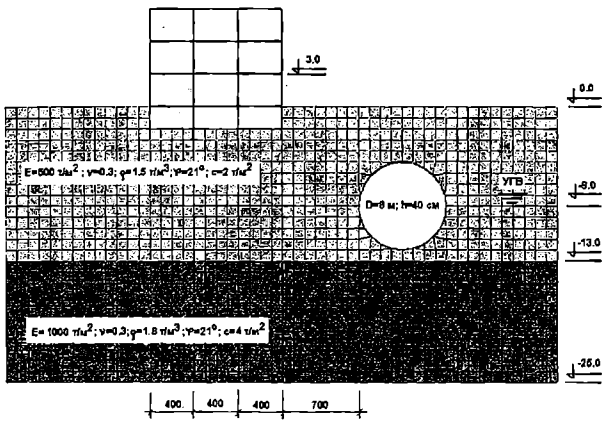


Рис. 6. Расчетная схема к примеру 2

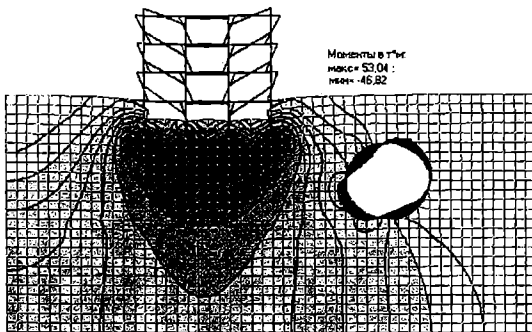
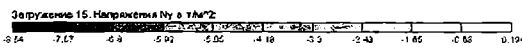


Рис. 7. Напряжения в грунте и моменты в обделке от гидростатического давления

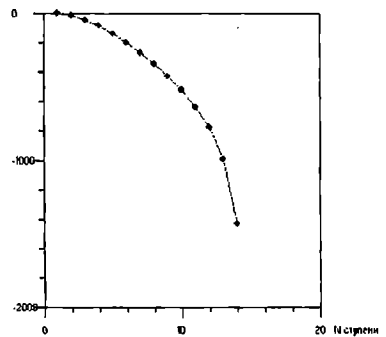


Рис. 8. Прогибы по ступеням нагружения

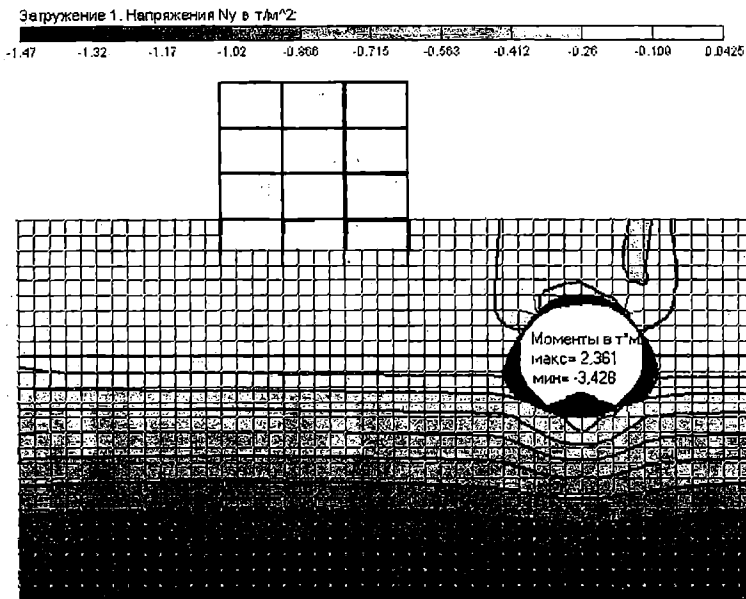


Рис.9. Напряжения и моменты на 15 ступени

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Ильюшин А.А. Пластичность. - М.: ГИТЛ, 1948. - 376 с.
2. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. - М.: Стройиздат, 1974. - 316 с
3. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. - М.: Мир, 1975. - 541 с.
4. Saennz I.P. Discussion of equation to the stress-strain curve of concrete by P.Desai and S.Krishnan// ACI Journal, Proc.- 1964.- v.61.-№9. - P.1229-1235.
5. Клованич С.Ф. Модель деформирования неупругих материалов и ее применение к расчету грунтовых оснований// Вестник ОНМУ:Сб.научн.тр. Вып. 7, 2002. - С.131-139.

## АВТОМАТИЗАЦИЯ РАСЧЕТА СИСТЕМЫ «СООРУЖЕНИЕ – ОСНОВАНИЕ» ПРИ ГЛУБОКОМ СЕЗОННОМ ПРОМЕРЗАНИИ

**В.М.Улицкий, В.Н.Парамонов, И.И.Сахаров,  
С.А. Кудрявцев, К.Г. Шашкин (Санкт-Петербургский ГУПС)**

Сооружениями, основания которых промерзают в ходе эксплуатации могут являться малоэтажные здания, оросительные системы, дорожные насыпи и т.п. Если грунты основания морозоопасны, то при промерзании они увеличиваются в объеме, что зачастую ведет к деформациям сооружений, а нередко и к выходу их из строя.

Задачей расчетов в рассматриваемых случаях является установление напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «сооружение – основание» и сопоставлении максимальных напряжений и деформаций с предельно допустимыми для данного сооружений по соображениям эксплуатации.

Для эффективного прогноза оснований таких сооружений в условиях глубокого сезонного промерзания лучиноопасных грунтов и устройства эффективных конструктивных мероприятий защиты требуется совместная оценка теплофизического и НДС грунтов в процессе их промерзания-оттаивания.

При обычных, не связанных с промерзанием-оттаиванием расчетах проектировщик оценивает максимальные стабилизированные осадки сооружения от нормативных длительно действующих нагрузок (при расчете по II предельному состоянию), учитывая постоянные модули деформации грунта. В случае развития сил морозного пучения в основании объемные деформации грунта различаются как по глубине, так и во времени, притом, что механические характеристики различных слоев резко изменяются в ходе промерзания.

Установлению НДС системы «сооружение – основание» при промерзании-оттаивании всегда предшествует решение теплофизических задач разной размерности. Наиболее строгое решение этих задач должно предусматривать учет фазовых превращений в спектре отрицательных температур, а также, по возможности, наличие в зоне промерзания влаги, перемещенной в нее за счет миграции. Именно эта влага при близости к фронту промерзания подземных вод вносит основной вклад в деформации морозного пучения, а также последующего оттаивания.

Таким образом, в отличие от традиционных, расчеты системы «сооружение – основание» при возможности промерзания и пучения последнего гораздо менее детерминированы. Это связано прежде всего с тем, что не ясно, какие из факторов – природных или искусственных – будут вызывать наибольшие напряжения и деформации в системе «сооружение – основание». Это заставляет прибегать к серии расчетов и численному моделированию различных ситуаций. В связи с этим



необходима методика и программные средства расчетов, обеспечивающих при разумных допущениях получение удовлетворительных результатов.

Для проведения соответствующих расчетов коллективом авторов был разработан комплекс программных средств. В качестве базового был использован программный комплекс «FEM models», разработанный геотехниками Петербурга в НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект» под руководством В.М.Улицкого. Первоначальные версии решения трехмерных теплофизических задач в рамках «FEM models» известны под названием «Термомеханика». Последняя версия программ, позволяющих решать пространственные теплофизические и деформационные задачи при любых граничных условиях носит название «Thermoground».

Особенностями комплекса «Thermoground» являются следующие: теплофизическая задача решается с учетом фазовых превращений воды в лед в спектре отрицательных температур; относительные деформации грунта при промерзании устанавливаются при перераспределении, а также с учетом миграции влаги, возможность которой зависит от расстояния от фронта промерзания до уровня грунтовых вод, тренд которых в течение зимнего периода предполагается известным; НДС основания устанавливается с учетом анизотропии деформаций пучения; максимальные деформации грунта при оттаивании устанавливаются по физическим характеристикам (влажность, льдистость), полученным при решении этапов промерзания.

Типичные примеры использования разработанных программных средств приведены ниже.

**Пример 1.** В Санкт-Петербурге в примыкании к зданиям государственного зоопарка в ноябре месяце начато строительство общественного комплекса. Для защиты от взаимного влияния нового строительства вдоль существующего здания террариума была устроена шпунтовая стенка из секущих буронабивных свай. Это технологическое решение позволило устроить котлован ниже подошвы существующего фундамента здания террариума. В результате возникла проблема защиты ленточных фундаментов этого сооружения от промерзания в период строительства нового здания. Для снижения проникновения холода было сделано утепление бровки и склона откоса котлована минеральной ватой. К сожалению в процессе производства работ утеплитель с откоса сполз к основанию. Такая ситуация была промоделирована с применением комплекса «Thermoground». Исследование проводилось во времени подекадно в течение зимнего периода с начала производства работ. Результаты теплофизического анализа в виде изолиний температур на середину февраля приведены на рис.1.

**Пример 2.** В качестве анализа теплофизики и НДС сооружений на промерзающих морозоопасных грунтах приведен пример длительной эксплуатации здания промышленного холодильника. Промораживание оснований холодильников часто имеет место. Оно характеризуется большой глубиной (вплоть до половины ширины здания) и чрезвычайной неравномерностью – от максимума в центре здания до практического отсутствия под фундаментами наружных стен. Подобная неравномерность

промерзания ведет к неравномерности подъемов конструкций, вызванных действием сил морозного пучения. Процесс промерзания и пучения грунтов основания ведет к разрывам крайних колонн (при монолитном каркасе здания) и смещениям ригелей с плитами перекрытия (при сборном каркасе). В обоих случаях крайние колонны подвергаются изгибу, а в наружных стенах развиваются трещины. Первоочередным в обследовании таких зданий является экспериментальное установление глубины промерзания основания в разных местах. Затем должна решаться температурная задача, позволяющая оценивать процесс промерзания во времени. Эта и последующие задачи решаются в пространственной постановке, что обеспечивает корректность решения. Кроме того, ввиду частого залегания в основании глинистых грунтов, в задаче промерзания предусматривается у чет фазовых превращений влаги в спектре отрицательных температур. Выполненные решения позволяют установить предысторию замерзания – в частности, например, начало выхода из строя системы обогрева полов. Это дает возможность установить, насколько будут прогрессировать деформации подъема и их неравномерность в

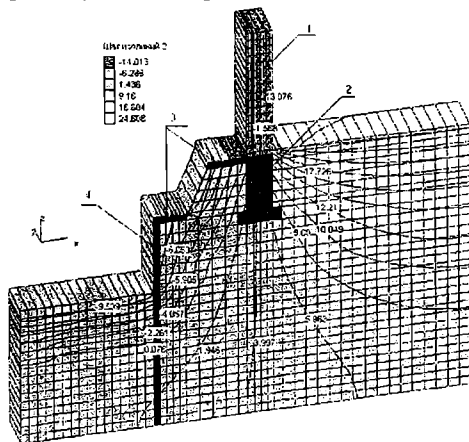


Рис. 1. Изолинии температур в основании ленточного фундамента здания зоопарка феврале месяце: 1 – кирпичная стена здания террариума; 2 – ленточный фундамент; 3 – утеплитель из минеральной ваты; 4 – шпунтовая стенка из буронабивных свай

будущем без принятия ремонтных мероприятий. Указанная задача решается с помощью разработанного авторами комплекса «Thermoground», входящего в программный комплекс «FEM models». В случае, если дальнейшее развитие деформаций пучения является угрожающим, здание холодильника должно быть подвергнуто ремонту. Ранее этот ремонт предполагал вывод здания из эксплуатации и проведение полного оттаивания мерзлого основания. Процесс этот очень энергоемок и длителен и в современных условиях не удовлетворяет частных владельцев. Однако еще более важным является то, что полные осадки оттаивания, как правило, очень велики.

Нами первоначально был промоделирован процесс промораживания грунтов основания и установлена история промерзания с момента аварийного отключения обогрева полов при эксплуатации. Результаты

распределения изолиний температурных полей на момент обследования приведены на рис. 2, которые хорошо согласовываются с результатами замеров глубины промерзания и температур в специально оборудованных внутри здания термоскважинах.

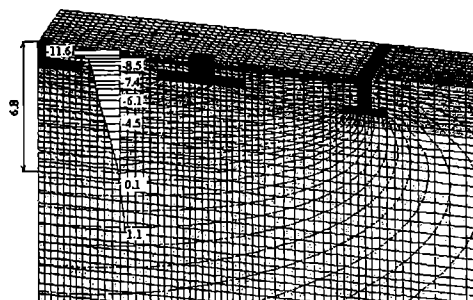


Рис. 2. Изолинии распределения температур грунтов в основании и глубина промерзания спустя 6.5 лет после отказа системы обогрева

Нами был промоделирован процесс промерзания, напряженно-деформированный процесс морозного пучения и оттаивания основания обследуемого холодильника с использованием упомянутого комплекса «Thermoground». Графики деформаций морозного пучения и оттаивания во времени среднего сечения основания здания холодильника приведены рис.3. Как видно из графика, осадки среднего фундамента достигают максимальной величины, в то время как крайний фундамент практически не претерпевает осадок. Это означает, что допущение оттаивания вызовет катастрофические деформации надземных конструкций вплоть до их обрушения. Таким образом, оттаивание основания необходимо сопровождать компенсационными мероприятиями.

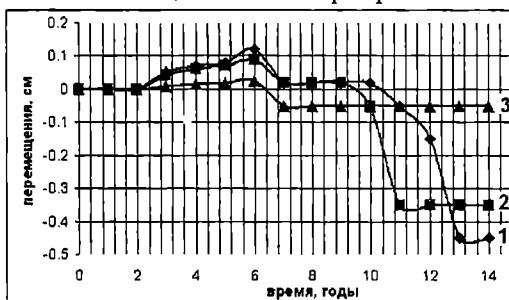


Рис. 3. Подъем и опускание фундаментов при промерзании и оттаивании  
 1 – средний фундамент; 2 – фундамент между средним и под наружную стену фундаментами; 3-фундамент под наружную стену

Для обеспечения безопасной эксплуатации сооружений в условиях глубокого сезонного промерзания в морозоопасных пучинистых грунтах целесообразно делать детальное геотехническое обоснование с последующим мониторингом работ. Реализация подобной новой геотехнологии позволяет достоверно прогнозировать процесс промерзания, морозного пучения и оттаивания, способного контролировать по этапам ход этих процессов (температур и деформаций) и эффективно использовать современные геоматериалы и геотехнологии для снижения или исключения этого негативного явления.

## РАСЧЕТ ЗАГЛУБЛЕННЫХ КОРОБЧАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ

А. В. Черных, В. А. Гришин (ОНМУ, г. Одесса)

Заглубленные сооружения имеют широкое распространение в гражданском, транспортном и гидротехническом строительстве [1-5]. Их методика расчета в основном выполнялась с учетом упругих свойств материалов, опираясь на указания нормативных документов. При этом, действие окружающей грунтовой среды заменялось эквивалентными нагрузками. Такой подход нельзя признать вполне оптимальным и надежным. Во-первых, конструкция и грунтовый массив это связанная совместная система, изменение напряженно-деформированного состояния одного из ее элементов влияет на состояние других. Поэтому замена действия грунта нагрузкой является серьезным допущением в методике решения. Во-вторых, грунтовая среда и большинство строительных материалов даже при нагрузках небольшой интенсивности работают в пластической стадии и это обстоятельство необходимо учитывать в расчетах. Используемая здесь методика расчета, теоретическое обоснование которой изложено в [6], позволяет: рассматривать заглубленную конструкцию и окружающую ее грунтовую среду как единую связанную систему; учитывать упругопластические свойства как материала конструкции, так и грунтового массива; реализовывать рекомендуемое в СНиПе решение по двум предельным состояниям с позиции единого упругопластического расчета.

Сооружение возводилось открытым способом: котлован, конструкция, засыпка. Такой подход в решении задач позволяет определять напряженно-деформированное состояние системы в период ее возведения и эксплуатации, а не выполнять проверочный расчет о ее несущей способности по теории предельного напряженного состояния.

Рассмотрим статический расчет заглубленного сооружения, расчетная схема которого показана на рис. 1.

В расчетную схему системы включены: коробчатая конструкция, грунтовый массив и фундамент соседнего сооружения. Результаты расчета были получены при следующих исходных данных:

основные размеры:  $B = 20$  м;  $b_1 = 9,25$  м;  $b_2 = 0,5$  м;  $b_3 = 0,8$  м;  $b_4 = 2$  м;  $b_5 = 16$  м;  $H = 7$  м;  $h_1 = 4$  м;  $h_2 = 0,8$  м;  $h_3 = 1$  м;  $h_4 = 2$  м;

величины действующих нагрузок:  $q_1 = 0,05$  МПа;  $q_2 = 0,1$  МПа;  $q_3 = 0,2$  МПа;  $q_4 = 0,5$  МПа;

характеристики материалов и грунтов:

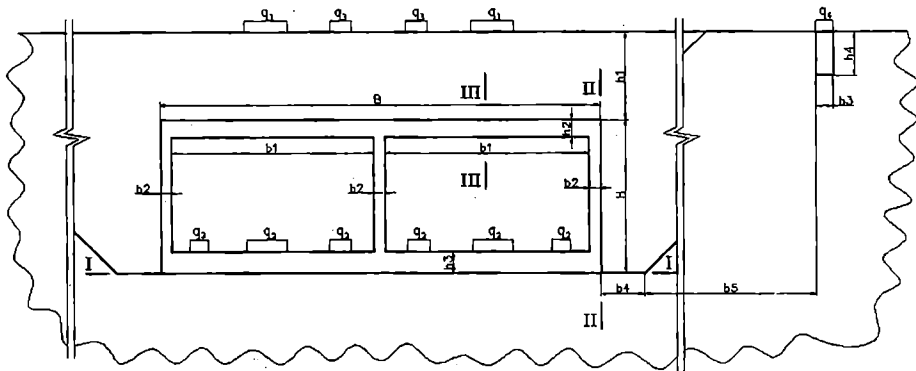


Рис. 1. Расчетная схема системы

для железобетона  $E_b = 40000$  МПа;  $\mu = 0,2$ ;  $\gamma = 0,0024$  кг/см<sup>3</sup>;  $\sigma_p^T = 1,5$  МПа;  $\sigma_c^T = 15$  МПа;  $\sigma_p = 18$  МПа;  $\sigma_c = 25$  МПа; для грунта засыпки  $E_b = 30$  МПа;  $\mu = 0,3$ ;  $\gamma = 0,0018$  кг/см<sup>3</sup>;  $c^T = 0,01$  МПа;  $\varphi^T = 21^\circ$ ;  $c = 0,012$  МПа;  $\varphi = 23^\circ$ ; для грунта основания (песок)  $E_b = 40$  МПа;  $\mu = 0,3$ ;  $\gamma = 0,0019$  кг/см<sup>3</sup>;  $c^T = 0,005$  МПа;  $\varphi^T = 38^\circ$ ;  $c = 0,0054$  МПа;  $\varphi = 41,6^\circ$ ; для грунта основания (глина)  $E_b = 18$  МПа;  $\mu = 0,42$ ;  $\gamma = 0,0016$  кг/см<sup>3</sup>;  $c^T = 0,05$  МПа;  $\varphi^T = 17^\circ$ ;  $c = 0,051$  МПа;  $\varphi = 18,6^\circ$ ; для грунта основания (суглинок)  $E_b = 19$  МПа;  $\mu = 0,35$ ;  $\gamma = 0,0017$  кг/см<sup>3</sup>;  $c^T = 0,028$  МПа;  $\varphi^T = 22^\circ$ ;  $c = 0,0336$  МПа;  $\varphi = 24,1^\circ$ .

Основные уравнения, используемые в рассматриваемой задаче, определяются из уравнений нелинейной динамики, которые получены в [6], поэтому их здесь не приводим. В качестве функции нагружения для конструкции используется условие Гениева, а для грунта – условие Кулона-Мора.

На рис. 2 показаны эпюры вертикальных перемещений нижней плиты конструкции при трех видах грунта: песка, глины и суглинка. Расчет выполнен на два сочетания действующих нагрузок: 1) от собственного веса конструкции и засыпки; 2) от предыдущей нагрузки и от проезжающего транспорта. В зависимости от типа грунта качественно эпюры имеют один и тот же вид, но количественно они существенно отличаются друг от друга. Было принято самое неблагоприятное сочетание нагрузки от транспорта, поэтому произошли такие дополнительные перемещения плиты в период эксплуатации сооружения.

На рис. 3 приведены эпюры напряжений  $\sigma_{22}$  по сечению I-I при тех же видах грунта от действия тех же нагрузок. Здесь наблюдается такая же картина, что и для перемещений. На рис. 4 и рис. 5 приведены эпюры горизонтальных перемещений  $U_1$  и напряжений  $\sigma_{11}$  по правой вертикальной наружной грани коробчатой конструкции для тех же видов грунта и от действия той же нагрузки. Видим, что произошел сдвиг стенки влево с последующим перемещением средней ее части вправо. Это вызвано действием засыпки и нагрузки, приложенной к фундаменту, находящемуся справа от конструкции.

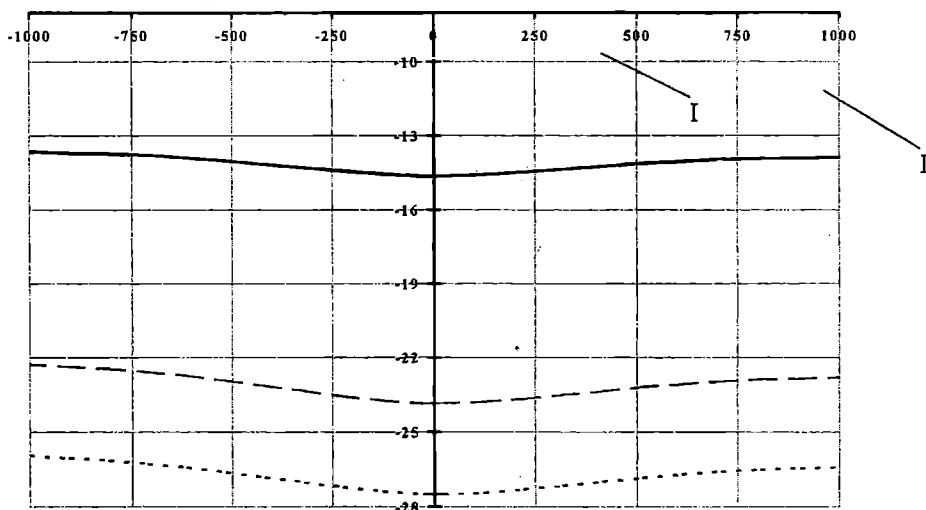


Рис. 2. Эпюры перемещений  $U_2$  нижней плиты при трех видах грунта основания: — песок, ..... - глина, — — - суглинок;  
 I – грунт песок – перемещения от собственного веса (в см)

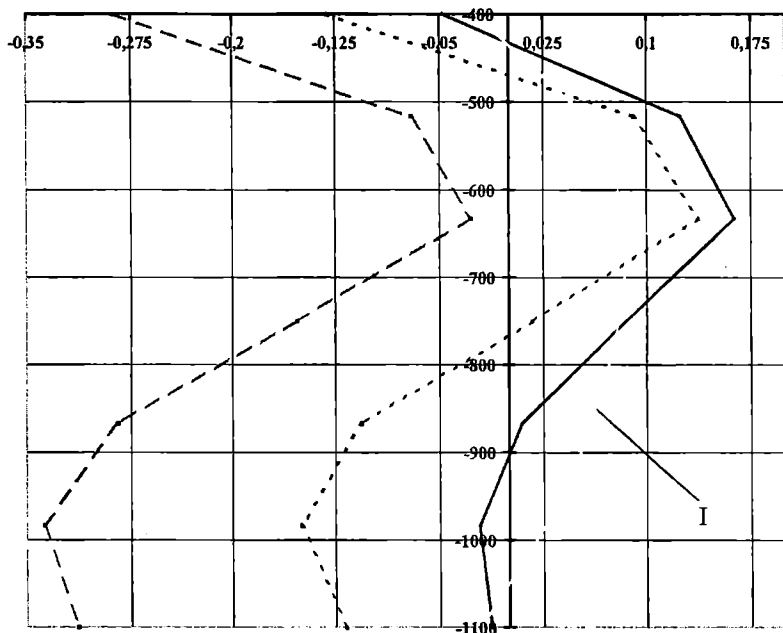


Рис. 3. Эпюры напряжений  $\sigma_{22}$  по сечению I - I при трех видах грунта основания: — песок, ..... глина, — — суглинок

I – грунт песок – напряжения от собственного веса (в 10 МПа).

Эпюры давления грунта на стенку имеют почти треугольный вид, но перевернутый по сравнению с трапецией давления по теории Кулона.

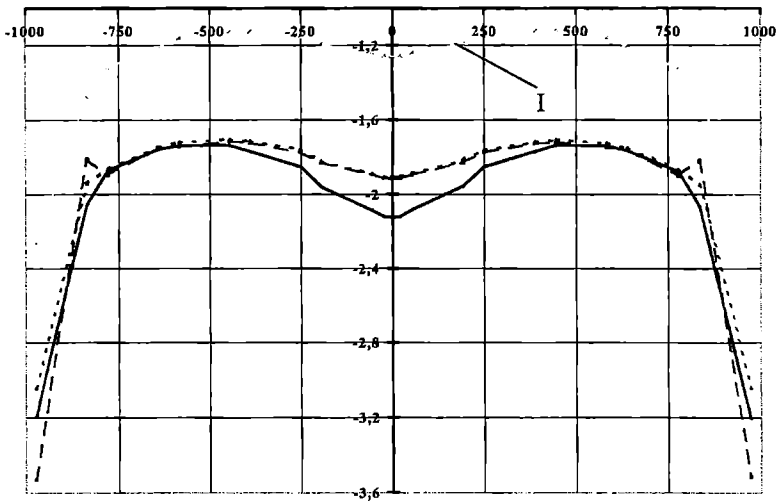


Рис. 4. Эпюры горизонтальных перемещений правой вертикальной грани стенки при трех видах грунта основания:

——— - песок, ..... - глина, - - - - суглинок  
 I – грунт песок – перемещения от собственного веса (в см)

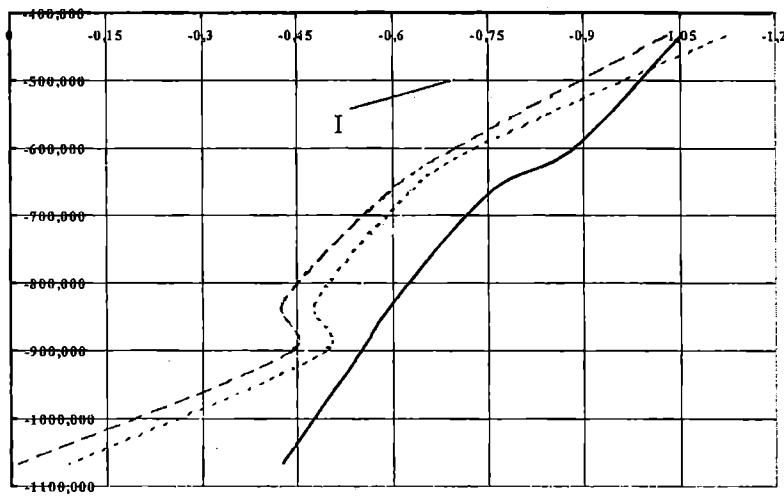


Рис. 5. Эпюры давлений грунта на правую вертикальную грань стенки при трех видах грунта основания:

——— - песок, ..... - глина, - - - - суглинок;  
 I – грунт песок – напряжения от собственного веса (в 10 МПа)

На рис. 6 показана эпюра напряжений  $\sigma_{11}$ , по сечению III - III в верхней плите коробчатой конструкции. Из рисунка видно, что нижняя часть плиты работает от действующей нагрузки в пластической стадии, поэтому эпюра имеет криволинейное очертание.

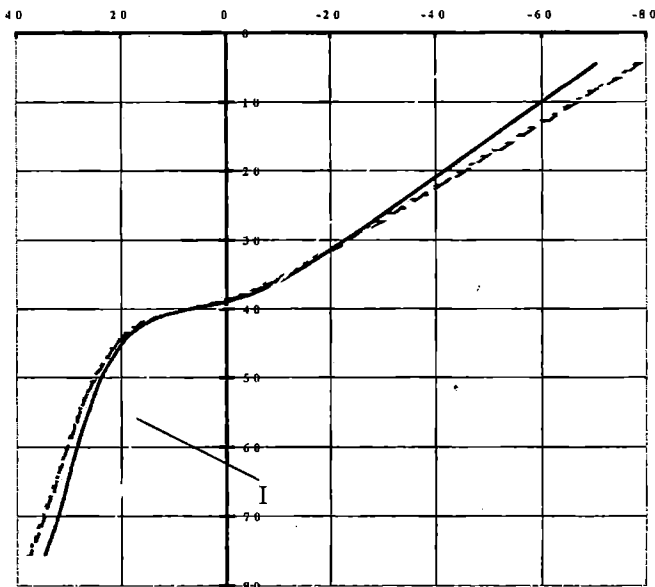


Рис. 6. Эпюры напряжений  $\sigma_{11}$  по сечению III - III при трех видах грунта основания:

— - песок, ..... - глина, — — - суглинок  
 I – грунт песок – напряжения от собственного веса (в 10 МПа)

Из результатов расчета следует, что значительная часть грунтового массива, расположенного вокруг конструкции в процессе неблагоприятного нагружения сооружения работает в упругопластической стадии. Предлагаемая методика расчета позволяет учесть последовательность возведения сооружений, а также последовательность приложения действующей нагрузки.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Маковский Л. В. Городские подземные транспортные сооружения. – М.: Стройиздат, 1985. – 440 с.
2. Клейн Г. К., Черкасов И. И. Фундаменты городских транспортных сооружений. – М.: Транспорт, 1985. – 223 с.
3. Мостков В. М. И др. Подземные гидротехнические сооружения. – М.: Высшая школа, 1986. – 464 с.
4. Балсон Ф. С. Заглубленные сооружения: статическая и динамическая прочность – М.: Стройиздат, 1991. – 240 с.
5. Тетиор А. Н., Логинов В. Ф. Проектирование и строительство подземных зданий и сооружений. – Киев.: Будівельник, 1990. – 167 с.
6. Гришин А. В., Дорофеев В. С. Нелинейная динамика конструкций, взаимодействующих с деформируемой средой. – Одесса: Астропринт, 2001 – 134 с.



## АВТОМАТИЗАЦИЯ РАСЧЕТА НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГИБКИХ СТАЛЕБЕТОННЫХ ПЛАСТИН

Э. Д. Чихладзе, А. В. Лобяк (ХГАЖД, г. Харьков)

В настоящей работе, которая является развитием исследований [1, 2, 3] излагается теория деформирования сталебетонных плит, прогибы которых сравнимы с их толщиной. В связи с этим для оценки напряженно-деформированного состояния учитываются наряду с изгибными и мембранные напряжения.

Широкое применение на практике гибкие сталебетонные пластины находят в мембранных покрытиях, где бетонный слой используется одновременно в качестве стабилизатора и несущего элемента [4]. Последнее улучшает технико-экономические показатели отмеченных конструкций по расходу металла и трудозатратам при их возведении. Однако работа бетонного слоя в таких покрытиях изучена недостаточно, что обусловило проведение предпринятых авторами экспериментально-теоретических исследований.

В основу настоящих исследований, как и цитируемых выше, приняты следующие основные предпосылки: рассматривается простое (синхронное) загрузке элементов конструкции; бетон считается нелинейно-деформируемым, условно сплошным материалом; связь между напряжениями и деформациями  $\sigma_i - \varepsilon_i$  в бетоне в главных направлениях при двухосном напряженном состоянии принята в виде полинома пятой степени, коэффициенты которого  $A_{tik}$  найдены путем обработки опытных данных западногерманского исследователя Г. Купфера [5]; составляющие компоненты плиты в горизонтальном направлении соединяются упругоподатливыми связями сдвига, а в вертикальном направлении – абсолютно жесткими поперечными связями; предполагается, плита нагружена только поперечной нагрузкой.

Рассмотрим выделенный из пластины малый прямоугольный элемент (см. рис. 1), рассеченный плоскостью трещины. Считаем, что трещины пройдут по площадкам главных растягивающих напряжений. Из условий равновесия изгибающих моментов и продольных сил, с учетом гипотезы плоских сечений, справедливой для бетонной части, получим физические уравнения изгиба и растяжения малого сталебетонного элемента пластины.

$$\begin{vmatrix} M_1 \\ M_2 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} D_{1m} & D_{vm} \\ D_{vm} & D_{2m} \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} k_1 \\ k_2 \end{Bmatrix}, \quad \begin{vmatrix} N_1 \\ N_2 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} D_{1n} & D_{vn} \\ D_{vn} & D_{2n} \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} k_1 \\ k_2 \end{Bmatrix}, \quad (1)$$

где  $k_i = \varepsilon_{bi}'' / \bar{x}_i = \varepsilon_{bi}' / (x_i - h_b) = \varepsilon_{si}^* / (\bar{x}_i + \delta / 2)$  – кривизна в  $i$ -ом сечении;  $A_s$  – площадь стального листа на единице длины.

$$D_{im} = \bar{x}_{ii}^3 E_{bt} / 3(1 - \nu_{bt}^2) - (x_{ii} - h_b)^3 \theta_{bt} / 3(1 - \nu_{bt}^2) + E_s A_s (x_{ii} + \delta/2)^2 \lambda_i / (1 - \nu_s^2);$$

$$D_{in} = \bar{x}_{ii}^2 \varphi_1 E_{bt} / 3(1 - \nu_{bt}^2) - (x_{ii} - h_b)^2 \varphi_2 \theta_{bt} / 3(1 - \nu_{bt}^2) + E_s A_s \lambda_i / (1 - \nu_s^2);$$

$$D_{vm} = 0.5(D_{\mu m1} + D_{\mu m2}); \quad D_{vn} = 0.5(D_{\mu n1} + D_{\mu n2});$$

$$D_{vni} = \frac{\nu_{bt} \bar{x}_{ii}^2 \bar{x}_{ij} E_{bt}}{3(1 - \nu_{bt}^2)} - \frac{\nu_{bt} (x_{ii} - h_b)^2 (x_{ij} - h_b) \theta_{bt}}{3(1 - \nu_{bt}^2)} + \frac{A_s E_s \nu_s \lambda_j (x_{ii} + \delta/2)(x_{ij} + \delta/2)}{(1 - \nu_s^2)};$$

$$D_{vni} = \frac{\nu_{bt} \bar{x}_{ii} \bar{x}_{ij} \varphi_1 E_{bt}}{3(1 - \nu_{bt}^2)} - \frac{\nu_{bt} (x_{ii} - h_b)(x_{ij} - h_b) \varphi_2 \theta_{bt}}{3(1 - \nu_{bt}^2)} + \frac{A_s E_s \nu_s \lambda_j}{(1 - \nu_s^2)}; \quad i = 1, 2; j = 2, 1.$$

В этих формулах:  $E_s, \nu_s$  – параметры деформирования стального листа;  
 $\bar{x}_{ii}$  – высоты растянутых зон, определяемые из условий равенства нулю проекций всех сил на горизонтальную плоскость.

$$\theta_{bti} = 3 \sum_{k=1}^n \frac{A_{tik} (\varepsilon'_{bti})^{k-1}}{(k+2)}; \quad \varphi_1 = \frac{\sum_{k=1}^n A_{nik} (\varepsilon''_{bti})^{k-1}}{(k+1)} / \frac{\sum_{k=1}^n A_{tik} (\varepsilon''_{bti})^{k-1}}{(k+2)};$$

$$\varphi_2 = \frac{\sum_{k=1}^n A_{tik} (\varepsilon'_{bti})^{k-1}}{(k+1)} / \frac{\sum_{k=1}^n A_{tik} (\varepsilon'_{bti})^{k-1}}{(k+2)}.$$

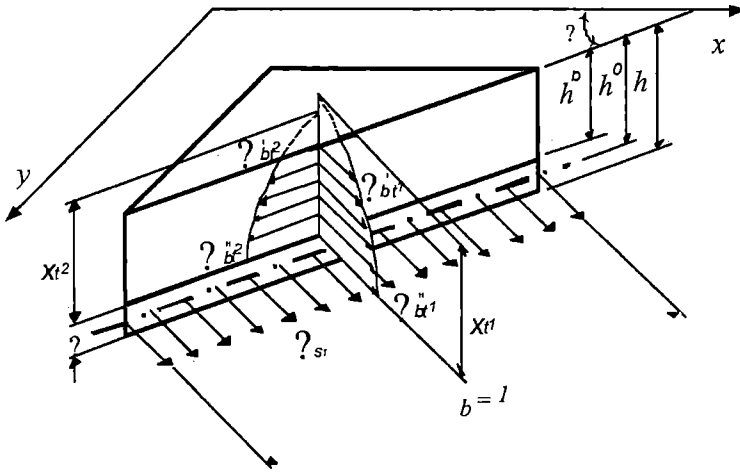


Рис. 1. Малый элемент сталебетонной пластины

Параметры деформирования  $E_{bt}, \nu_{bt}$  получены путем приведения растянутого бетона к условно изотропному материалу, а напряженного состояния – к условно однородному.

$$E_{bt} = \bar{E}_{bt1} (1 - \nu_{bt} \eta); \quad \nu_{bt} = \eta (1 - \bar{E}_{bt1} / \bar{E}_{bt2}) / (1 - \eta^2 \bar{E}_{bt1} / \bar{E}_{bt2}),$$

где  $\bar{E}_{bti}$  – обобщенный интегральный модуль деформации, значение которого определяется в каждом направлении в соответствии с выражением

$$\bar{E}_{bti} = 3 \sum_{k=1}^n \frac{A_{tik} (\varepsilon''_{bti})^{k-1}}{(k+2)}.$$

Влияние податливости контакта листовой арматуры с бетоном учитывается введением параметра  $\lambda_i$ , определяемого в соответствии с рис. 2 по формуле

$$\lambda_i = (\varepsilon_{si}^* - \Delta\varepsilon_{si}) / \varepsilon_{si}^* = [k_i(\delta/2 + x_{ii}) - \Delta\varepsilon_{si}] / [k_i(\delta/2 + x_{ii})], \quad (2)$$

где  $\Delta\varepsilon_{si}$  — деформация контакта между стальным листом и бетоном.

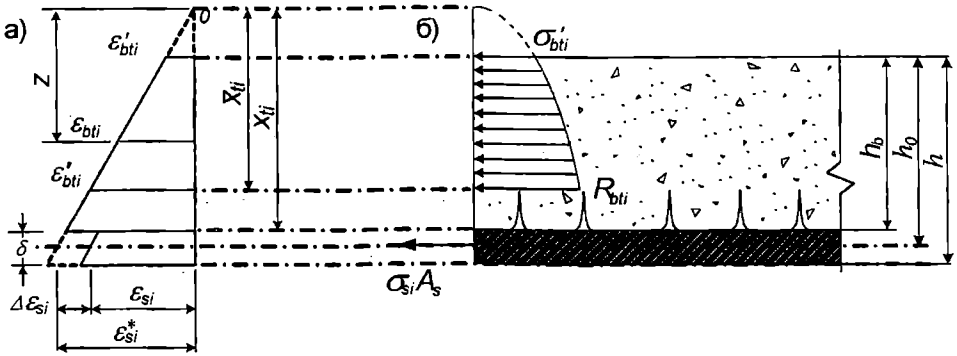


Рис. 2. Деформации (а) и напряжения (б) контакта листовой арматуры с бетоном

Производя преобразование тензоров кривизн, моментов и продольных сил получим уравнение изгиба и растяжения малого сталебетонного элемента в ортогональной системе координат  $x$  и  $y$ .

$$\begin{vmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} D_{11m} & D_{12m} & D_{13m} \\ D_{21m} & D_{22m} & D_{23m} \\ D_{31m} & D_{32m} & D_{33m} \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} k_x \\ k_y \\ 2k_{xy} \end{Bmatrix}, \quad \begin{vmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} D_{11n} & D_{12n} & D_{13n} \\ D_{21n} & D_{22n} & D_{23n} \\ D_{31n} & D_{32n} & D_{33n} \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} k_x \\ k_y \\ 2k_{xy} \end{Bmatrix},$$

$$\begin{aligned} D_{11m(n)} &= D_{1m(n)} \sin^2 \alpha + D_{2m(n)} \cos^2 \alpha; & D_{22n(n)} &= D_{1m(n)} \cos^2 \alpha + D_{2m(n)} \sin^2 \alpha; \\ D_{13m(n)} &= (D_{1m(n)} - D_{2m(n)}) \sin \alpha \cos \alpha / 2; & D_{33m(n)} &= (D_{1m(n)} + D_{2m(n)} - 2D_{vm(n)}) / 4; \\ D_{31m(n)} &= D_{31m(n)} = D_{32m(n)} = D_{32m(n)}; & D_{12m(n)} &= D_{21m(n)} = D_{vm(n)}. \end{aligned}$$

Жесткостные коэффициенты, входящие в уравнение (3) определяются в соответствии со стадией работы плиты, уровнем напряженного состояния, а также с учетом деформаций по контакту между стальным листом и бетоном (2). Предположив, что податливость связей сдвига упругая, как и в [1, 2] получим выражение для деформаций контакта в ортогональной системе координат  $x$  и  $y$  ( $\Delta\varepsilon_{sx}, \Delta\varepsilon_{sy}, \Delta\gamma_{sxy}$ ), а также деформации в направлении главных осей ( $\Delta\varepsilon_{s1}, \Delta\varepsilon_{s2}$ ).

Численная реализация предложенного решения выполняется методом конечных разностей [6] при шаговом нагружении пластины с привлечением метода скорейшего спуска (метод градиента) [7] для решения системы нелинейных уравнений. Для моделирования процесса деформирования сталебетонной пластины под нагрузкой загрузка осуществлялось шага-

ми, составляющими примерно 10–15 % от разрушающей. На первом шаге нагружения, предварительно выполняется расчет пластины как плиты с абсолютно жесткими связями сдвига ( $\lambda_i = 1, i = 1, 2$ ). Линеаризация нелинейной стороны задачи выполняется в процессе последовательных приближений, переменными параметрами которого являются жесткостные коэффициенты  $D_{ijn}$  и  $D_{ijm}$ , входящие в уравнение (3). Процесс последовательных приближений производится до достижения достаточной сходимости по прогибам. При переходе к следующему шагу нагружения жесткости вычисляются в соответствии с деформированным состоянием, полученным на последней итерации предыдущего шага, с учетом соответствующих значений  $\lambda_i$ .

Несущая способность сталебетонных пластин определялась следующими факторами, имеющими место в какой либо точке конечно-разностной сетки: прочностью бетона, прочностью стального листа, а также сдвигающей прочностью контакта между листом и бетоном. При расчете пластины также учитывалась податливость опорного контура [9]. Для этого вначале находилось его деформированное состояние от единичного нагружения. При этом схема единичного нагружения назначалась с учетом того факта [10], что нагрузка от мембраны на контур передается в основном на симметричных участках равных 0.4–0.465 длины стороны контура. Затем на каждом шаге нагружения уточнялась податливость контура в соответствии с вычисленным значением цепных сил.

Для проверки достоверности расчета его результаты сравнивались с данными, полученными при испытании стальных и сталебетонных пластин толщиной 20 мм [8]. Эксперименты проводились в два этапа. На первом испытывались образцы (серия М), составленные из стальной пластины и замкнутого сталебетонного опорного контура прямоугольного поперечного сечения (см. рис. 3).

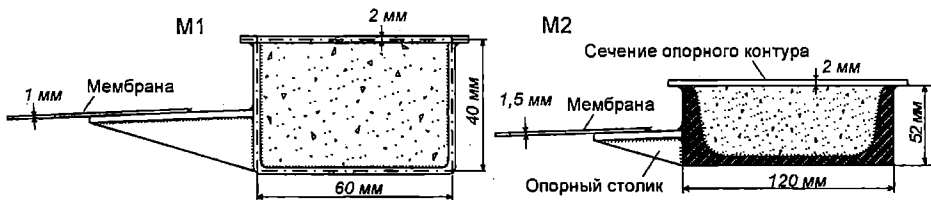


Рис. 3. Схема поперечного сечения образцов серии М

На втором этапе экспериментальных исследований изучалась совместная работа гибкой сталебетонной пластины и сталебетонного опорного контура (см. рис. 4). Объединение бетонного слоя со стальным листом в сталебетонной пластине осуществлялось анкерными связями, выполненными в виде зигзагообразной сетки из гладкой проволочной арматуры диаметром 2 мм. Сетка с шагом 100 мм и высотой 15 мм крепилась к стальному листу при помощи клея, в состав которого входят эпоксидные и аминовые смолы с добавлением стального порошка (ABRO® STEEL, part no. AS-224).

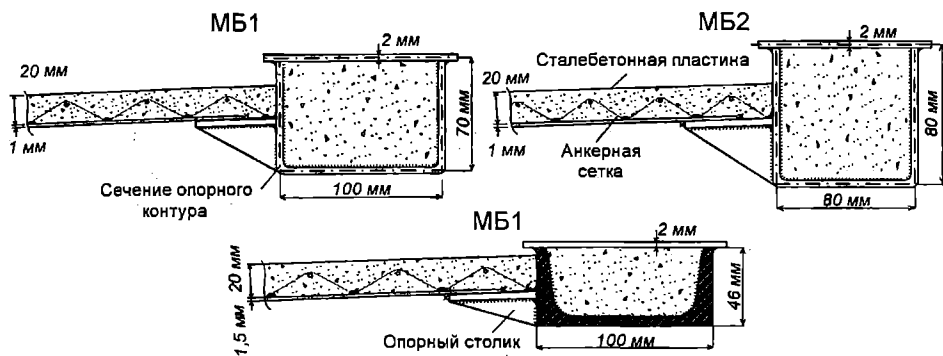


Рис. 4. Схема поперечного сечения образцов серии МБ

Совместный анализ характера деформирования стальных (серия М) и сталебетонных (серия МБ) пластин позволил оценить влияние бетона на деформативность пластины при различной податливости контура. Результаты сравнительного анализа показывают, что прогибы сталебетонных пластин по сравнению со стальными (мембраны) меньше на величину близкую к 40 %; деформации сталебетонной пластины в центральной области по сравнению с мембраной уменьшились на 19 %, а в угловых зонах – до 70 %. Появление пластических деформаций в листе наблюдалось при нагрузках: М1 – 40,6 кН; М2 – 21,4 кН; МБ1 – 31,4 кН; МБ2 – 33,5 кН. Образец МБ3 до разрушения не доводился. После нагружения до 33,0 кН он был снят с испытаний и вскрыт для изучения картины трещинообразования.

В образце с более податливым опорным контуром (М1) по сравнению с образцом М2, наблюдалось образование по диагонали мембраны волн, берущее свое начало в углах покрытия, что являлось следствием возникновения сжимающих деформаций в направлениях перпендикулярном диагоналям. При этом максимальные сжимающие деформации в углах мембраны образца М1 составили 32 % от максимальных растягивающих. В образце М2, с более жестким контуром, это же отношение составляло 16 %. Кроме того, при испытании экспериментальных образцов установлено, что с увеличением податливости опорного контура область с максимальными деформациями в стальном листе и бетоне смещается к угловым зонам.

Как показывают результаты измерений деформаций бетона, разрушение последнего в направлении перпендикулярном диагонали в центральной области пластин МБ1 и МБ2 происходит при нагрузках 7–25 кН, а в направлении диагонали в угловых зонах – 27–32 кН. Характерной особенностью полученной после вскрытия образца МБ3 картины, являлось наличие диагональных и кольцевых трещин, привязанных к местам прикрепления анкерной сетки к листу.

Полученные значения деформаций и перемещений сталебетонного опорного контура свидетельствуют о работе его элементов на внецентренное сжатие в вертикальной и горизонтальной плоскостях. В образце М1 вслед за появлением пластических деформаций в мембране происходило

выпучивание сжатой зоны опорного контура в сечениях, расположенных посередине пролета. Значительное перераспределение усилий между мембраной и контуром в образце М1 явилось причиной того, что этот образец выдержал самую большую нагрузку. В остальных образцах растягивающие и сжимающие деформации в сечениях опорного контура в момент появления пластических деформаций в мембране составляли величину меньшую 20 % от последних.

Таким образом, разработан математический аппарат, позволяющий учесть развитие анизотропных свойств, возникающих в сталебетонной пластине вследствие трещинообразования и нелинейности деформирования бетона, а также податливости опорного контура и контакта листовой арматуры с бетоном. Осуществлена экспериментальная проверка на моделях предложенного способа расчета.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных плит // *Строительная механика и расчет сооружений*. – 1990. – №2. – С.22-26.
2. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Теория деформирования сталебетонных плит // *Межвуз. сб. научн. тр.* - Харьков: ХарГАЖТ, 1996. - Вып. 27. –С. 3-39.
3. Э.Д. Чихладзе, А.Д. Арсланханов. Экспериментальные исследования сталебетонных плит // *Изв. Вузов. Строительство и архитектура*. – 1991. – №5. – С. 125–128 .
4. Людковский И.Г. Висячие сталежелезобетонные мембранные покрытия прямоугольного очертания в плане // *Бетон и железобетон*. – 1986. - №9.
5. Kupfer H., Gerstle K. Behavior of Concrete unter Biaxial Stresses. *Proceedings of the American Society of civil Engineers // Journal of the Engineering Mechanics - Division*. - 1973. - V. 99. - No EM 4 - P. 853 – 866.
6. Самарский А.А. Теория разностных схем. – М.: Наука, 1989. – 616 с.
7. Березин И.С., Жидков Н.П. Методы вычислений. – М., 1959.–320 с.
8. Лобяк А.В. Работа мембранного покрытия со стабилизацией стального листа бетонным слоем // *Вісник ДонДАБА*, 2001 – Вып. 5(30). – С. 133-137.
9. Чихладзе Э.Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при внецентренном сжатии и изгибе // *Строительная механика и расчет сооружений*. - 1992 - №3- С.9-17.
10. Рекомендации по проектированию мембранных покрытий на прямоугольном плане для реконструируемых зданий и сооружений. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1989. –90 с.

## ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТОНКОСТЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

**В.С. Кукунаев (КрымНИИПроект, г. Симферополь)**

В настоящее время строительство в Крыму характеризуется, в основном, реконструкцией существующих зданий. Большой объем среди них занимают здания санаторно-курортного назначения и соцкультбыта. При этом стремление к получению дополнительных полезных площадей вызывает увеличение этажности. Все это заставляет проектировщиков-расчетчиков к проблеме обеспечения сейсмостойкости подходить с особой осторожностью.

Проведем краткий анализ с точки зрения обеспечения сейсмостойкости и прочности железобетонных конструкций 3-х этажного здания КБО в г. Алушка, в котором надстраивается один этаж с бассейном для перепрофилирования в гостиницу.

Здание каркасное из «Г» и «Т» -образных сборных рам типа «Артек» с прогонами и с ограждающими конструкциями из навесных стеновых панелей из керамзитобетона ( $\gamma = 900 \text{ кгс/м}^3$ ). Стойки каркаса – 350х350, ригели и прогоны – 350х500, подколонники – 500х500 мм. Узлы жесткие. Класс бетона – В25. Расчетная сейсмичность – 8 баллов. Основные геометрические параметры здания показаны на рис.1.

Бассейн (открытый) состоит из днища и бортов, которые являются продолжением диафрагм жесткости. Толщина бортов и днища приняты 200 мм из бетона В25. Диафрагмы введены при проектировании реконструкции здания для обеспечения его сейсмостойкости. Бассейн с размерами в плане 6х12 м находится на уровне перекрытия над 3-м этажом на отм.+9,9 м. Высота бортов – 1,7 м от уровня верхней поверхности днища.

Расчетные нагрузки составили: на эксплуатируемую кровлю 0,983 тс/м<sup>2</sup>, в т.ч. от постоянной – 0,679; кратковременной – 0,265 и длительной – 0,039; на междуэтажные перекрытия – 1,086 тс/м<sup>2</sup>, в т.ч. от постоянной – 0,657; кратковременной – 0,195; от длительной – 0,234. От резервуара: постоянная от днища, стенок или диафрагм жесткости – 0,55 тс/м<sup>2</sup>; длительная от веса воды 1,426 тс/м<sup>2</sup>. Сейсмические массы (веса) начиная с нижнего яруса составляют значения: 356, 371, 405, 405 и 392 тс, которые образуют первый вариант расчета, предусматривающий включение нагрузок от бассейна и эксплуатируемой кровли в массу верхнего яруса. Во-втором варианте расчета предусмотрено 6 масс, так как нагрузки от бассейна выделены из верхней массы в отдельную массу и приложены в уровне днища резервуара: 356, 371, 405, 350, 240 и 207 тс. При этом последняя масса (верхней террасы) из-за того, что жесткость сильно ослаблена устройством бассейна, разделена на 2 самостоятельные массы по 103,5 тс.

Из рис.1 видно, что в данном конструктивном решении имеется 4 типа диафрагм: без проемов, с одним проемом 0,9х2,0м, с двумя проемами 0,9х2,0 м и с тремя проемами 0,9х2,0; 0,9х1,6; 0,9х2,0 м. Влияние наличие проемов на снижение жесткости диафрагм определяется приближенно из следующего соотношения [1]

$$E_b = E_{b0} \left(1 - \frac{\lambda_{pr}}{0,85}\right), \quad (1)$$

где  $E_b$  - расчетная величина модуля упругости диафрагмы;  $E_{b0}$  - начальный модуль упругости;  $\lambda_{pr}$  - отношение площади проема к общей площади диафрагмы.

Параметры сейсмического воздействия. В соответствии с [2] произведение коэффициентов  $K_1 K_2 K_\psi = 0,25$ ;  $I=8$ . Предварительные расчеты показали период собственных колебаний основного тона  $T_{1x} = 0,1$  с,  $T_{1y} = 0,145$  с, что соответствует коэффициенту динамичности  $\beta_a = 2,5$ .

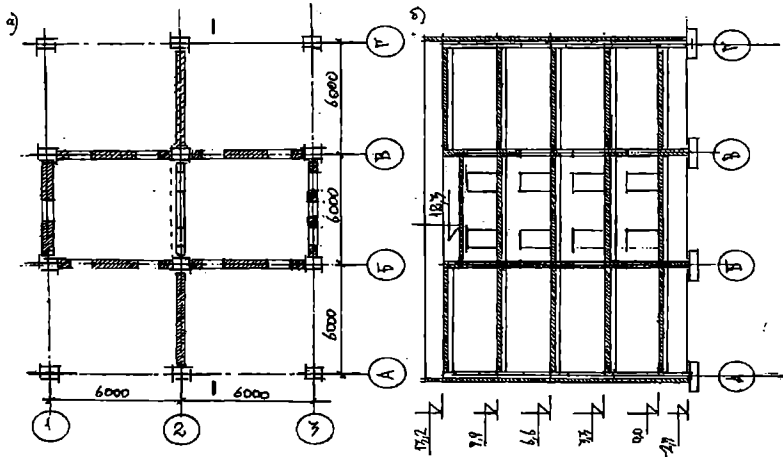


Рис. 1. Схема расположения несущих вертикальных конструкций (а) и разрез по оси 2 (б)

В любом сооружении совершаемые им колебания можно разделить на 2 вида: колебания поступательного движения и углового вращения (вокруг вертикальной оси). Связанное с последним видом колебаний явление закручивания обусловлено следующими причинами: смещением центров масс и жесткостей, протяженностью здания, а также крутильной составляющей акселерограммы сейсмического воздействия [3].

Такой учет возможен при известных величинах моментов инерции масс относительно вертикальной оси, которые должны быть представлены в виде отдельного нагружения с коэффициентом сочетания 0,5 и должны считаться сопутствующими к обоим нагружениям поступательного движения или входить в оба сочетания (особые).

В случае протяженности сооружений более 30 м, следует воспользоваться рекомендациями [4] по определению коэффициента динамичности при угловом вращении  $\beta_\theta$ . Описанный подход учета закручивания реализован во 2-м варианте расчета, в результате которого получены формы собственных колебаний, показанные на рис.2, где пунктиром показаны формы колебаний от крутильного нагружения.

Усилия в каждом ярусе во всех нагружениях за исключением последнего (сейсмического от инерционного момента массы), для обоих вариантов практически одинаковы. В последнем нагружении колонны, не раскрепленные диафрагмами жесткости, испытывают значительное кручение. Отношение крутящих и изгибающих моментов в них изменяется в широких пределах, от 1 до 25 и более, причем в соответствии с приведенными выше формами колебаний.



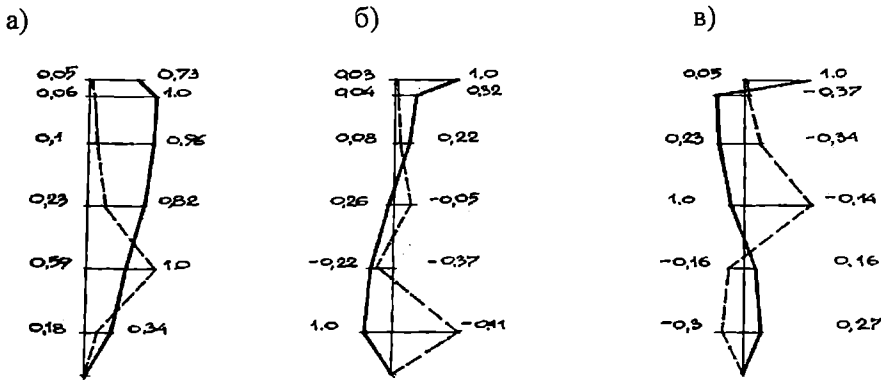


Рис. 2. Форма собственных колебаний: а) - 1-я форма при  $T_{1X} = 0,14$  с,  $T_{1\theta} = 0,51$  с; б) - 2-я форма при  $T_{2X} = 0,053$  с,  $T_{2\theta} = 0,49$  с; в) - 3-я форма при  $T_{3X} = 0,04$  с,  $T_{3\theta} = 0,48$  с.

Требуемое армирование по результатам расчетов приведено в табл.1, где обозначено  $A_1$  - максимальное армирование по варианту 1 и  $A_2$  - по варианту 2. Элементы обозначены: римской цифрой - номер яруса (снизу вверх), буквой и цифрой - пересечение осей в плане.

Далее, остановимся на оценке прочности тонкостенных конструкций бассейна, которую следуя [5] можно выполнить из следующего условия

$$1 \geq \bar{\xi} = \frac{(M_{rx} - M_x - N_x r)(M_{ry} - M_y - N_y r) - (H - Tr)^2}{M_{rx} M_{ry}} > 0, \quad (2)$$

где  $\bar{\xi}$  - коэффициент запаса прочности для КЭ;  $M_x, M_y, H, N_x, N_y, T$  - усилия в элементах,  $r$  - расстояние до центра сжатой зоны;  $M_{rx}, M_{ry}$  - предельные моменты, равные (по бетону):  $\bar{M}_b = \xi_R R_b h_0^2$  и (по арматуре):  $M_{si} = f_{si} R_s (h_0 - R_s f_{si} / 2R_b)$ ,  $i=x,y$ . При отсутствии напряжений  $\bar{\xi} = 1$ , при увеличении нагрузки  $\bar{\xi}$  стремится к 0 (при исчерпании несущей способности).

Таблица 1

Требуемое армирование в колоннах см<sup>2</sup>

№	Обозн. элемент	Площадь арматуры ( $A_2/A_1$ )		№	Обозн. элемент	Площадь требуемой арматуры ( $A_2/A_1$ )	
		Прод.	Попер.			Прод.	Попер.
1	I-A-1	2,9/1,1	2,4/0,1	10	III-A-2	4,6/2,6	3,2/0,1
2	I-A-2	3,7/2,3	2,4/0,1	11	III-B-1	3,6/1,6	3,2/0,1
3	I-B-1	2,8/1,4	2,3/0,1	12	III-B-2	3,1/1,1	3,1/0,1
4	I-B-2	2,6/1,1	2,3/0,1	13	IV-A-1	3,6/2,7	1,5/0,1
5	II-A-1	4,0/1,6	3,9/0,1	14	IV-A-2	7,3/6,4	1,6/0,2
6	II-A-2	5,2/2,8	3,9/0,2	15	IV-B-1	2,3/1,3	1,6/0,1
7	II-B-1	4,0/1,6	3,8/0,1	16	IV-B-2	2,1/1,1	1,6/0,01
8	II-B-2	3,5/1,1	3,8/0,1	17	IV'-B-1	2,6/2,4	0,7/0,2
9	III-A-1	3,4/1,4	3,2/0,1	18	IV'-B-2	3,4/3,2	0,8/0,3

На рис.3 условно показана разбивка на элементы четверти плиты дна резервуара и бортовые элементы в виде развертки. При вычислении коэффициента запаса прочности для бетона класса В25 были приняты: мо-

дуль деформации  $306 \text{ МПа}$ , расчетные сопротивление сжатию  $R_b=148 \text{ кН/м}^2$ , растяжению  $R_{bt}=10,7 \text{ кН/м}^2$ ; для арматуры класса А-III: предел текучести  $R_s=3600 \text{ кН/м}^2$ , предел прочности  $R_{su}=53150 \text{ кН/м}^2$  (при разрыве).

По результатам обоих вариантов расчета сведем полученное армирование в табл.2, где обозначены  $A_{si1}$ ,  $A_{si2}$  - требуемая величина площади растянутой арматуры в направлении  $i$  ( $i=x$  - для горизонтальной и  $i=y$  - для вертикальной арматуры) по 1-му и 2-му вариантам расчета;  $A'_{si1}$ ,  $A'_{si2}$  - тоже, у противоположной грани, а также  $\alpha_i = A_{si2}/A_{si1}$ ;  $\alpha'_i = A'_{si2}/A'_{si1}$ .

По результатам расчета по 2-му варианту было принято следующее армирование. Днище резервуара армируется внизу двумя сетками  $4\phi 10 \times 4\phi 10$  АШ с шагом 250 и  $A_s=3,14 \text{ см}^2/\text{м}$ , а также  $8\phi 8 \times 8\phi 8$  А-III с шагом 125 мм и  $A_s=4,02 \text{ см}^2/\text{м}$ . При этом 2-я сетка устанавливается в центре каждой из секций днища, в пределах 2 и 3 элементов (рис.3). Верхняя сетка аналогична первой из указанных нижних сеток и расположена в пределах всего днища бассейна. Левый борт бассейна (по оси 1) также армируется двумя сетками (в пределах элементов 9 и 10). Внутренняя сетка (у поверхности борта, контактирующего с водой) состоит из вертикальных арматурных стержней  $\phi 10$  АШ с шагом 200 мм и горизонтальных стержней  $\phi 10$  с шагом 250 мм. Наружная сетка - из вертикальных стержней  $\phi 8$  с шагом 200 мм и горизонтальных стержней  $\phi 6$ . Обе сетки в более компактной записи можно обозначить следующим образом:  $5\phi 10 \times 4\phi 10$  и  $4\phi 8 \times 4\phi 6$ . Ближний борт бассейна (по оси А) армируется у внутренней поверхности борта сетками: на всю длину борта -  $5\phi 12 \times 4\phi 10$  и в пределах площади эл.14 -  $4\phi 12 \times 5\phi 12$ , где первой показана вертикальная арматура. При оценке прочности элементов конструкции бассейна на основе условия (2) были учтены четыре сочетания (1-е - постоянная + длительная; 2-е - то же + кратковременная; 3-е - загрузки из 1-го сочетания + сейсмическое поступательного движения вдоль буквенных осей (рис.1,а) + сейсмическое вращательного движения; 4-е - то же, для сейсмического поступательного движения вдоль цифровых осей + сейсмическое вращательного движения).

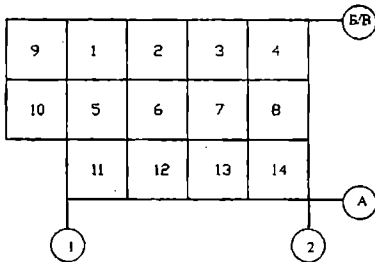
На рис.4 приведены значения коэффициентов запаса прочности  $\bar{\xi}$ , где в скобках указан номер соответствующего сочетания.

Среднее значение коэффициента запаса прочности для всей конструкции равен 0,45. Максимальный коэффициент запаса равен 0,71; этому значению соответствует принятая площадь распределенного армирования, равная  $3,14 \text{ см}^2$ , которая превышает требуемое по расчету значения в 1,3 раза ( $2,4 \text{ см}^2$ ). Минимальное значение коэффициента запаса прочности в днище, равное 0,33, обусловлено тем, что условие прочности определяется сопротивлением сжатой зоны бетона. В этих элементах имеет место раскрытие трещин. Для всех элементов днища определяющим является 1-е сочетание, т.е. без учета сейсмических воздействий.

Для бортовых элементов определяющим является 3-е и 4-е сочетания, с учетом сейсмических нагрузок. Так элемент 10 исчерпал несущую способность при достаточно высоком уровне крутящих моментов при плоском напряженном состоянии в области «сжатие-сжатие». Элемент 14 испытывает сложное напряженное состояние с преобладающими составляющими кручения и растяжения бортового элемента. Таким образом, представленный выше подход учета сейсмических воздействий в таких сооружениях, как тонкостенные железобетонные резервуары ортогональной формы выявляет наиболее уязвимые конструкции и их соединения. В данном случае, это угловые соединения бортовых элементов.

Сопоставление требуемой площади арматуры в элементах резервуара по обоим вариантам расчета.

	Площадь сечения арматуры											
	на нижней и наружной грани						на верхней и внутренней грани					
	$A_{sx2}$	$A_{sx1}$	$\alpha_x$	$A_{sy2}$	$A_{sy1}$	$\alpha_y$	$A'_{sx2}$	$A'_{sx1}$	$\alpha'_x$	$A'_{sy2}$	$A'_{sy1}$	$\alpha'_y$
Днище	1,0	0,8	1,25	2,4	2,2	1,09	1,5	1,8	0,83	0,4	0,8	0,5
	7,5	8,0	0,94	7,1	7,5	0,95	-	-	-	-	-	-
	7,0	7,0	1,00	6,8	6,7	1,01	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	0,6	0,8	0,75	-	-	-	1,1	1,6	0,69
	2,2	2,0	1,1	1,9	1,9	1,00	3,2	3,2	1,00	2,7	2,5	1,08
	2,9	3,0	0,97	1,0	1,1	0,90	0,5	0,6	0,83	1,8	1,8	1,00
	2,8	2,8	1,0	0,9	0,9	1,00	1,2	1,5	0,80	2,6	2,5	1,04
	0,1	0,6	0,16	1,4	1,3	1,08	2,9	4,1	0,70	2,4	3,5	0,69
Бортовые элементы	1,0	0,2	5,00	0,5	-	> 1	2,3	1,5	1,53	3,2	2,9	1,10
	3,1	2,2	1,40	3,6	3,0	1,2	1,9	2,0	0,95	0,9	0,4	2,25
	2,8	2,7	1,04	4,9	4,7	1,04	0,8	-	> 1	0,8	-	> 1
	1,0	1,0	1,00	2,9	2,9	1,00	0,8	0,2	4,00	0,3	0,3	1,00
	2,8	2,2	1,27	4,2	4,2	1,00	1,0	-	> 1	0,7	-	> 1
	9,0	8,8	1,02	10,5	10,4	1,00	1,0	1,0	1,00	0,8	0,8	1,00



0,25 (4)	0,66 (1)	0,33 (1)	0,39 (1)	0,39 (1)
0,0 (4)	0,71 (1)	0,46 (1)	0,55 (1)	0,47 (1)
	0,34 (2)	0,59 (1)	0,49 (1)	0,29 (3)

Рис. 3. Схема (развертка) фрагмента конструкции бассейна

Рис. 4. Значения для элементов бассейна («на четверти»)

## ЛИТЕРАТУРА

1. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений. – М.: Госстройиздат, 1962. – 127 с.
2. СНиП II-7-81\*. Строительство в сейсмических районах. – М.: Минстрой России, 1996. – 52 с.
3. Здоренко В.С., Лингурия К.В. Методические рекомендации по использованию библиотеки процедур расчета на динамические загрузкиения ВК «Лира». – Киев: НИИАСС, 1984. – 31 с.
4. Рекомендации по определению расчетной сейсмической нагрузки для сооружений с учетом пространственного характера воздействия и работы конструкций. – М.: ЦНИИСК, 1989. – 140 с.
5. Кукунаев В.С. Проблемы сейсмостойкости и особенности проектирования перекрытий в сейсмостойких жилищно-гражданских зданиях // Будівництво України. – К: Укрархбудінформ, 1997. – №2. – С.12-15.

## СТРУКТУРА ПРОГРАММНОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО РАСЧЕТА МОНОЛИТНЫХ ПЛИТ, АРМИРОВАННЫХ ГОФРИРОВАННЫМИ ПРОФИЛЯМИ

И.В. Санников (КиевЗНИИЭП, г. Киев)

Программное обеспечение (пакет прикладных программ (ППП) GEBLA-2) [1,2], реализующее методы расчета, изложенные в [3], предназначено для статистической обработки экспериментальных данных и численных исследований напряженно-деформированного состояния монолитных железобетонных неразрезных плит с листовой гофрированной арматурой. ППП GEBLA-2 включает в себя программные средства:

- для определения геометрических характеристик сжатой зоны бетона, равнодействующей и момента внутренних сил в бетоне сжатой зоны относительно нейтральной оси сечения. В них реализованы зависимости для расчета прочности в сечениях, нормальных к продольной оси (подпрограммы SIFB1, SIFB2, SIFB4, SIFB5, AMNB11, AMNB21, AMNB22, AMNB24, AMNB25, AMNB12, AMNB13, AMNB14, AMNB15, AMNB16). Блок-схема построения подпрограммы AMNB22, характерной для подпрограмм данного типа, приведена на рис. 1;

- для определения прочности в сечениях, наклонных к продольной оси плиты (подпрограмма GEBLAQ);

- для определения кривизны и прогибов в сечениях плиты (подпрограмма GEBLAD);

- для составления зависимостей для величин расчетных формул (подпрограммы QP, DP, LINEAR);

- для расчета профилированных настилов на стадии возведения (GEBLER).

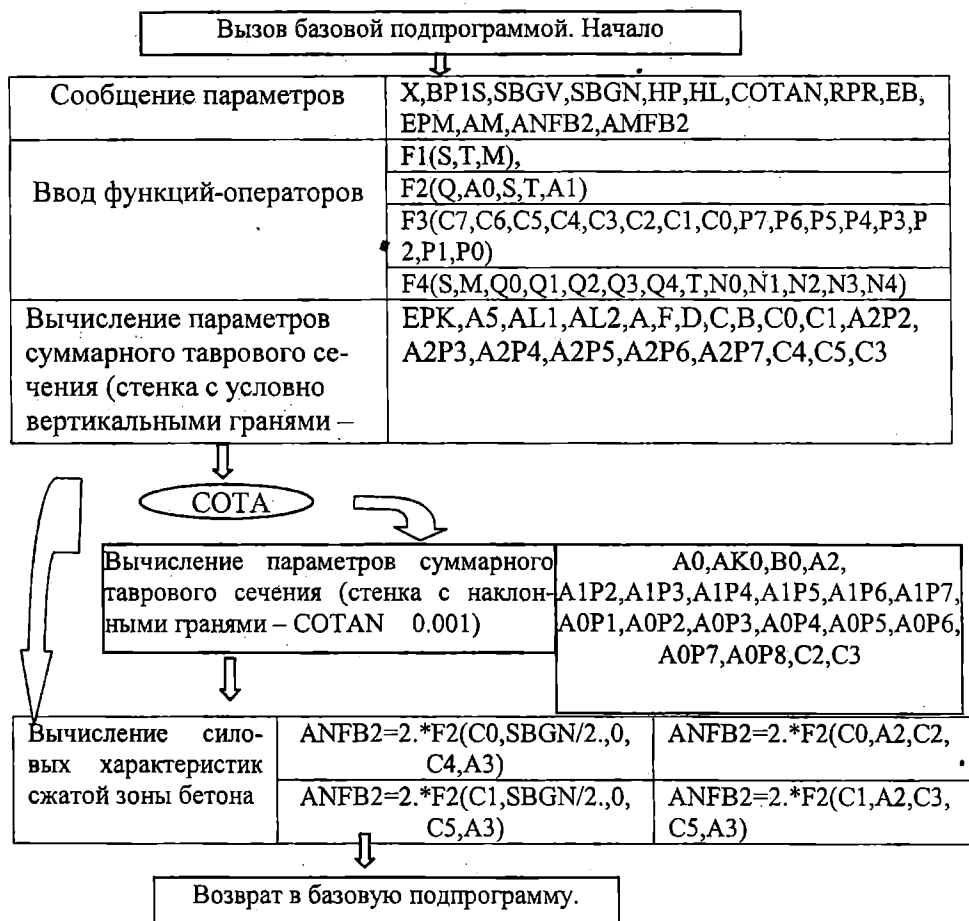
ППП GEBLA-2 располагает двумя пакетами подпрограмм для расчета прочности в сечениях, нормальных к продольной оси. Базисные подпрограммы GEBLAO и GEBLAC, составляющие первый пакет, реализуют методику расчета прочности в сечениях, нормальных к продольной оси, рекомендуемую СНиП 2.03.01-84\* [4], разработанную также и для железобетонных элементов с жесткой арматурой [5]. В зависимости от соотношения значений  $\xi$  и  $\xi_R$  применяется либо GEBLAO ( $\xi \leq \xi_R$ ), либо GEBLAC ( $\xi > \xi_R$ ).

Базисная подпрограмма GEBLAN, составляющая второй пакет, реализует методику расчета прочности сечений, нормальных к продольной оси, на основе принципа ограничения пластических деформаций, разработанного в отношении железобетонных элементов с жесткой арматурой Антоновым К.К. [6]. Подпрограмма содержит также базисные подпрограммы GEBLAQ, GEBLAD и GEBLER и блоки обмена информацией с подпрограммами GEBLAD, а именно: DEFL, F; GEBLAQ: STRS; PFASAN: STRS1 и необозначенный блок для обмена параметрами управления счетом J10 в пределах ППП. Подпрограммы GEBLAQ и GEBLAD

разработаны с применением программных средств подпрограммы GEBLAN. При расчете прочности в сечениях, наклонных к продольной оси, подпрограмма GEBLAQ является главной по отношению к GEBLAN. Аналогично при расчетах деформативности главной по отношению к GEBLAN является GEBLAD. Включение в ППП двух пакетов одного назначения было вызвано необходимостью сопоставления результатов и проверки достоверности расчетных методик. В комплексе базисные подпрограммы GEBLAO и GEBLAC, равно как и GEBLAN, выдают единый набор значений рассчитываемых величин для любого варианта поперечного сечения плиты. Наборы значений независимы и могут быть использованы для сопоставления или сравнения с аналогичными результатами других отечественных или зарубежных методик расчета.

По методу представления информации о сечении плит и результатах расчета подпрограммы GEBLAO, GEBLAC и GEBLAN аналогичны.

*П/п ANMB22 (силовые параметры сжатой зоны бетона, "σ – ε" по Байкову*



*Рис.1. Блок-схема подпрограммы для определения равнодействующей и момента внутренних сил в бетоне сжатой зоны относительно нейтральной оси сечения*

В подпрограмме GEBLAN:

- различается положение гофрированного профиля в сечении (признак IT): со стороны растянутых (IT=1) или сжатых (IT=2) волокон плиты;
- независимо реализованы различные функции напряжений в сжатой зоне бетона и три методики вычисления величин равнодействующей и момента внутренних сил (рис.2). По выбору расчетчика может быть применена, например, зависимость, полученная в [7] или применяемая в [8]. С этой целью разработаны подпрограммы простой структуры (AMNB11, AMNB12 и т. д.) для вычисления значения и положения равнодействующей усилия в сжатой зоне бетона и введены операторы их вызова;
- разработаны программные средства простой структуры для вычисления площадей стенки профиля, работающих в условиях упругого и пластического деформирования (FWPUP1, ..., FWPUP3);

- реализован процесс минимизации функции  $y(x) = |A_c - A_t|$  не зависимо оттого, что подразумевается под величинами  $A_c$  и  $A_t$  (рис.3). Для этой цели подпрограммы простой структуры НАНО, DEFA, PFASAN;

- в соответствии со стадиями напряженно-деформированного состояния плиты и принятыми узлами аппроксимации феноменологических зависимостей подпрограмма различает стадию работы плиты как твердого тела в условиях упругой и упругопластической работы растянутого бетона и наличия сцепления по контакту «бетон - гофрированный профиль», стадию работы в условиях трещинообразования, когда работа растянутого бетона может не учитываться и сцепление по контакту «бетон - гофрированный профиль» нарушено, и стадию, непосредственно предшествующую разрушению. С учетом этого разработаны программные средства для вычисления геометрических, силовых и жесткостных характеристик компонентов сечения.

Управление счетом по вычислению параметров сечений для требуемого узла аппроксимации производится по признаку J10. Стадия, непосредственно предшествующая разрушению, рассматривается при J10=1. Стадия упругой и упругопластической работы растянутого бетона - при J10=2. Стадия при образовании трещин - J10=3.

В подпрограмме GEBLAQ различаются напряженные состояния в наклонном сечении (признаки *EXTTAU* и *EXTM*), для которых:

- касательные напряжения по поверхности профилированных настилов меньше или равны 5 МПа ( $EXTTAU \leq 0.5$ ) или изгибающий момент от действия внешних сил в сечении меньше или равен моменту при образовании трещин ( $EXTM \leq CRM$ );
- касательные напряжения по поверхности профилированных настилов больше 5 МПа ( $EXTTAU > 0.5$ ) или изгибающий момент от действия внешних сил в сечении больше момента при образовании трещин ( $EXTM > CRM$ ).

В первом случае прочность в сечении подсчитывается в предположении сплошности материала, с применением формул теории упругости. Во втором случае, когда наблюдается образование трещин или связь меж-

ду бетоном и поверхностью профиля по контакту отсутствует, прочность в сечении подсчитывается в соответствии с кинематической схемой взаимодействия отдельных частей плиты. Подпрограмма GEBLAQ представляет данные для построения эпюры прочности плиты в наклонных сечениях, после чего вывод о достаточной прочности плиты при действии поперечной силы и изгибающего момента производится сопоставлением эпюр прочности и эпюр усилий от действия внешних сил.

П/п GEBLAN (прочность и жесткость в сечениях, нормальных к продольной оси)

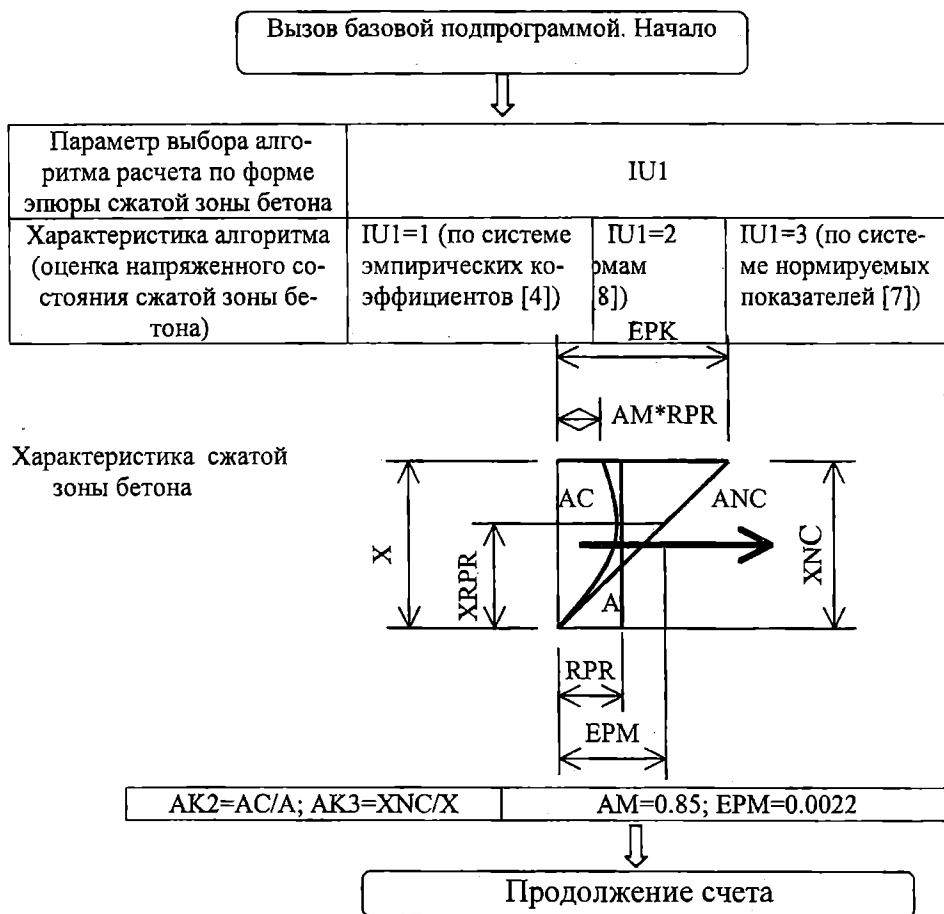


Рис. 2. Схема организации счета по признаку IU1 (признак используемой зависимости "σ – ε" в сжатой зоне бетона)

Подпрограмма GEBLER (прочность и жесткость настила на стадии возведения) позволяет вычислять прочностные и жесткостные характеристики практически всех известных настилов. Для вычисления геометрических величин настила в условиях линейной работы в подпрограмме используется программное средство GEBLER1. В условиях потери устойчивости сжатой полкой настила для вычисления геометрических величин используется программное средство EM1.

Управление итерациями отыскания положения нейтральной оси и корректировки высоты сжатой зоны

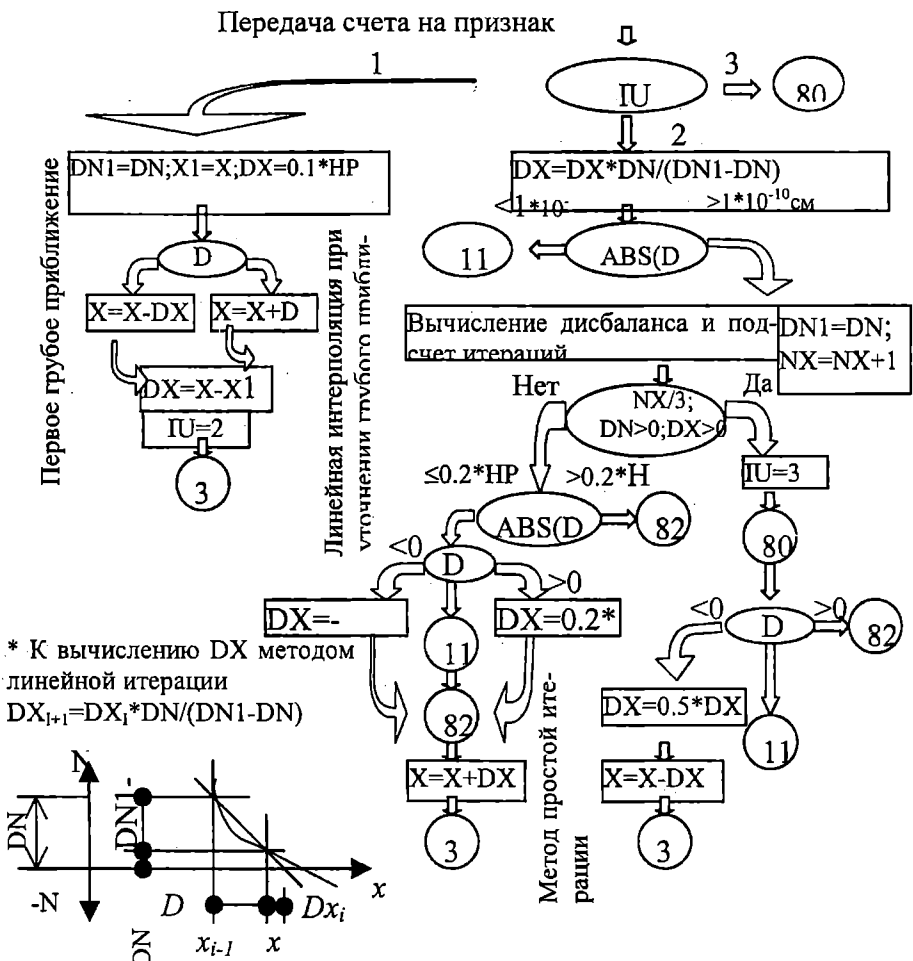


Рис. 3. Схема минимизации функции

Структурно и методологически ППП GEBLA-2 соответствует требованиям автоматизированного проектирования железобетонных конструкций [9], допускает включение дополнительных программных модулей и корректировку в процессе развития расчетной методики.

**Резюме.** Рассмотрены состав и структура пакета прикладных программ для численных исследований и расчетов прочности и деформативности монолитных железобетонных плит с листовой гофрированной арматурой. Даны принципиальные схемы построения отдельных программных средств и их блоков.



## ЛИТЕРАТУРА

1. Комплексная программа вычисления и сопоставления прочности сечений, нормальных к продольной оси, железобетонных плит с листовой гофрированной арматурой и определения коэффициента условий работы сечений (параметра оптимизации сечений)  $t_n$  (GEBLA) / Санников И.В.; Киевский зональный научно-исследовательский и проектный институт типового и экспериментального проектирования (КиевЗНИИЭП) Государственного комитета по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР. - Киев, 1981.- 53 с.
2. Автоматизация расчета железобетонных плит с листовой гофрированной арматурой / Санников И.В.; Киевский зональный научно-исследовательский и проектный институт типового и экспериментального проектирования (КиевЗНИИЭП) Государственного комитета по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР. - Киев, 1985.- 233 с. - Рус. - Деп. в ВНИИИС 20.06.85., № 5929.- Аннот. в библиогр. ук. деп. рукописей № 5, 1985
3. Монолитные перекрытия зданий и сооружений / И.В. Санников, В.А. Величко, С.В. Сломонов, Г.Е. Бимбад, М.Г. Томильцев. - К.: Будівельник, 1991.-152 с.
4. СНиП2.03.01-84\*.Бетонные и железобетонные конструкции.- М.,1989.-80 с.
5. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой/НИИЖБ, ЦНИИпромзданий.- М.:Стройиздат, 1978.-64с.
6. Антонов К.К. Расчет железобетонных элементов с жесткой арматурой на осевое сжатие и поперечный изгиб. В кн.:Сборник трудов ИСИ им. Куйбышева, 1940, №4.-С. 24-38
7. Байков В.Н., Горбатов С.В., Димитров З.А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей//Строительство и архитектура.-Вып.б.-Новосибирск, 1977.-с.15-18
8. ЕКБ-ФИП. Международные рекомендации для расчета и осуществления обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций (русский перевод)/НИИЖБ Госстроя СССР.- М., 1970.-94 с.
9. Мастаченко В.П., Мирвис Я.Г., Уколов В.Н. Автоматизация проектирования железобетонных конструкций.-Л.:Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1982.-224с.

## ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА ГРАНИЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ ФОРМ ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ УПРУГИХ СИСТЕМ И ИХ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ

В.Ф. Оробей, А.Ф. Дашенко, Л.В. Коломиец (ОНПУ, г. Одесса)

В данной работе предлагается использовать один из наиболее эффективных методов — численно-аналитический метод граничных элементов для анализа форм потери устойчивости и собственных колебаний упругих систем. Если теория и практическое использование метода достаточно полно изложено в статьях и книгах [1], то данная проблема не освещена в литературе. Рассмотрим построение форм потери устойчивости для плоской стержневой рамы по рис. 1.

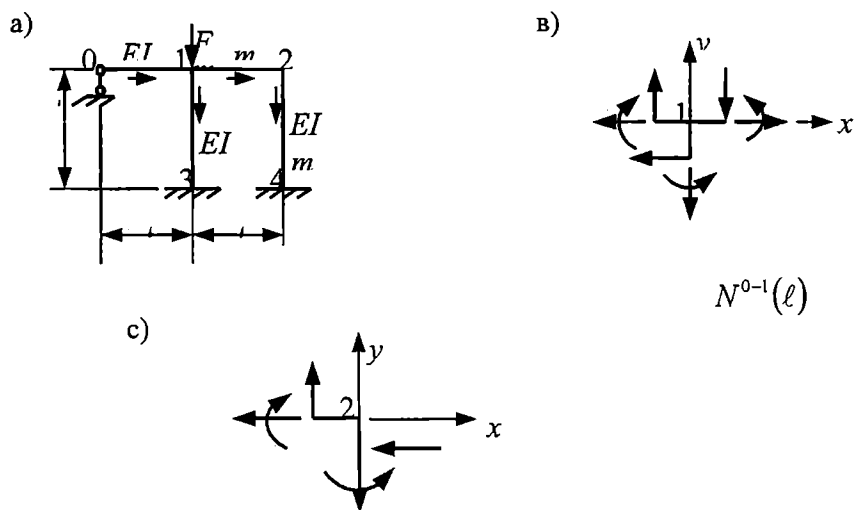


Рис. 1

Решение задачи по методу граничных элементов включает следующие операции:

1. Разбиваем раму на 4 стержня. Нумеруем узлы, а стрелками показываем начало и конец каждого стержня (рис. 1, а).

2. Составляем уравнения равновесия и совместности перемещений узлов рамы.

Уравнения равновесия узлов 1 и 2 составляем для недеформированного состояния (рис. 1, в, с), а уравнения совместности перемещений — в соответствии с деформированным состоянием по рис. 2. Эти уравнения помещаем в матрицы  $X_*$  и  $Y$ .

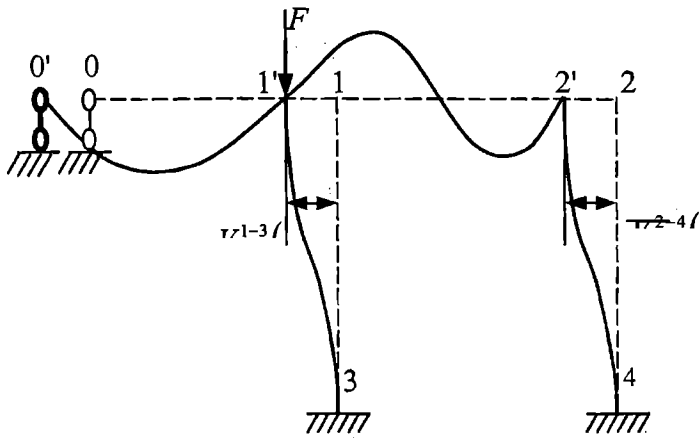


Рис. 2

1	$EIV^{0-1}(o) = 0; M^{2-4}(l)$	$EIV^{0-1}(l) = 0$
2	$EI\varphi^{0-1}(o)$	$EI\varphi^{0-1}(l) = EI\varphi^{1-3}(o)$
3	$M^{0-1}(o) = 0; Q^{2-4}(l)$	$M^{0-1}(l) = M^{1-3}(o) + M^{1-2}(o)$
4	$Q^{0-1}(o)$	$Q^{0-1}(l) = N^{1-3}(o) + Q^{1-2}(o)$
5	$N^{0-1}(o) = 0; N^{2-4}(l)$	$N^{0-1}(l) = -Q^{1-3}(o) + N^{1-2}(o)$
6	$EIV^{1-2}(o) = 0; M^{1-3}(l)$	$EIV^{1-2}(l) = 0$
7	$EI\varphi^{1-2}(o) = EI\varphi^{1-3}(o); Q^{1-3}(l)$	$EI\varphi^{1-2}(l) = EI\varphi^{2-4}(o)$
8	$M^{1-2}(o)$	$M^{1-2}(l) = M^{2-4}(o)$
9	$Q^{1-2}(o)$	$Q^{2-1}(l) = N^{2-4}(o)$
10	$N^{1-2}(o)$	$N^{2-1}(l) = -Q^{2-4}(o)$
11	$EIV^{2-4}(o) = EIV^{1-3}(o); N^{1-3}(o)$	$EIV^{2-4}(l) = 0$
12	$EI\varphi^{2-4}(o)$	$EI\varphi^{2-4}(l) = 0$
13	$M^{2-4}(o)$	$M^{4-2}(l)$
14	$Q^{2-4}(o)$	$Q^{4-2}(l)$
15	$N^{2-4}(o)$	$N^{4-2}(l)$
16	$EIV^{1-3}(o)$	$EIV^{1-3}(l) = 0$
17	$EI\varphi^{1-3}(o)$	$EI\varphi^{1-3}(l) = 0$
18	$M^{1-3}(o)$	$M^{1-3}(l)$
19	$Q^{1-3}(o)$	$Q^{1-3}(l)$
20	$N^{1-3}(o)$	$N^{1-3}(l)$

(1)

При расчете рамы полагаем, что стержни нерастяжимы и несжимаемы.

Из анализа матрицы  $X_*$  следует, что в матрице  $A_*$  нужно обнулить 1, 3, 5, 6, 7 и 11 столбцы. На место нулевых строк матрицы  $X_*$  переносим независимые параметры матрицы  $Y$ . Зависимые параметры матрицы  $Y$  переносим в матрицу  $X_*$  в соответствии с уравнениями их связи. В матрице  $A_*$  появятся компенсирующие элементы.

Матрица устойчивости рамы примет вид

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
1		1		$-\frac{1}{6}$																	
2		1		$-\frac{1}{2}$													-1				
3				1				-1										-1			
4				1					-1											-1	
5										-1										1	
6								$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{6}$								1				
7								-1	$-\frac{1}{2}$				-1				1				
8								1	1					-1							
9									1							-1					
10										1				1							
11												1	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{6}$		1					
12												1	-1	$-\frac{1}{2}$							
13	-1												1	1							
14				-1										1							
15																1					
16																1	$A_{12}$	$-A_{13}$	$-A_{14}$		
17																	$A_{22}$	$-A_{12}$	$-A_{13}$		
18								-1									$-A_{32}$	$A_{22}$	$A_{12}$		
19									-1											1	
20												-1									1

Определение спектра критических сил рамы сводится к поиску корней уравнения

$$|A_*(F)| = 0, \quad (3)$$

где  $A_*(F)$  — матрица фундаментальных функций задачи устойчивости (у стержней 0—1; 1—2; 2—4 — функции статического изгиба, у стержня 1—3 — функции продольно-поперечного изгиба [1]). Для поиска корней уравнения (3) необходимо организовать цикл вычисления определителя с начальным значением  $F_0 = 0.01 EI$  и шагом  $\Delta F = 0.01 EI$ . Значения определителя и  $F$  выводятся в виде таблицы, просмотр которой выявляет точки, где изменяет знак определитель  $d = |A_*(F)|$ . В этих точках и определяются с нужной точностью значения критических сил. Для данной рамы они равны

$$F_1 = 15.098365 EI / \ell^2; F_2 = 30.980105 EI / \ell^2; F_3 = 73.913165 EI / \ell^2; \quad (4)$$

$$F_4 = 132.291925 EI / \ell^2; F_5 = 212.607925 EI / \ell^2.$$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20					
1	1		$-1/6$																			$M^{2-4}(\ell)$			
2		1	$-1/2$																			$EI\varphi^{0-1}(o)$			
3			1					$-1$														$Q^{2-4}(\ell)$			
4				1					$-1$													$Q^{0-1}(o)$			
5										$-1$												$N^{2-4}(\ell)$			
6								$-1/2$	$-1/6$													$M^{1-3}(\ell)$			
7									$-1$	$-1/2$												$Q^{1-3}(\ell)$			
8										1	1											$M^{1-3}(o)$			
9											1											$Q^{1-3}(o)$			
10												1		1								$N^{1-3}(o)$			
11													1	$-1/2$	$-1/6$		1					$N^{1-3}(\ell)$			
12														1	$-1$	$-1/2$						$EI\varphi^{2-4}(o)$			
13															1	1						$M^{2-4}(o)$			
14																1						$Q^{2-4}(o)$			
15																	1					$N^{2-4}(o)$			
16																		1	$A_{12}$	$-A_{13}$	$A_{14}$	$EIV^{1-3}(o)$	$EIV^{1-3}(\ell) = -1$		
17																			$A_{22}$	$-A_{12}$	$-A_{13}$	$EI\varphi^{1-3}(o)$			
18																				$-A_{32}$	$A_{22}$	$A_{12}$	$M^{1-3}(o)$		
19																						1	$Q^{1-3}(o)$		
20																							1	$N^{1-3}(o)$	

Для построения форм потери устойчивости рамы необходимо найти граничные параметры стержней рамы при критических силах  $F_i$ . Для этого формируется система линейных уравнений краевой задачи по методу граничных элементов, где матрица  $A_*$  не отличается от матрицы (2), вектор  $X_*$  соответствует матрице (1), а правая часть должна содержать единичное значение какого-либо элемента. Данное уравнение примет вид (5). Подставляя значения  $F_i$  в фундаментальные функции стержня 1—3, решаем уравнение (5). Полученные значения граничных параметров стержней рамы далее необходимо нормировать относительно какого-либо параметра. Для рамы это может быть перемещение  $EIV^{1-3}(o)$  т.е. элемент  $X_*$  (16,1). В таблице №1 представлены результаты вычисления нормированных граничных параметров стержней рамы. Данные таблицы №1 позволяют построить формы потери устойчивости рамы по соотношениям метода начальных параметров:

стержни 0—1; 1—2; 2—4 (статический изгиб)

$$EIV = - \left( EIV(o) + EI\varphi(o) \cdot x - M(o) \frac{x^2}{2} - Q(o) \frac{x^3}{6} \right); \quad (6)$$

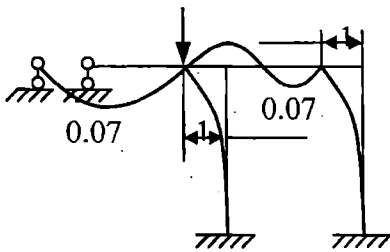
стержень 1—3 (продольно-поперечный изгиб)

$$EIV = - \left( EIV(o) + EI\varphi(o) \cdot \frac{\sin nx}{n} - M(o) \frac{1 - \cos nx}{n^2} - Q(o) \frac{nx - \sin nx}{n^3} \right), (7)$$

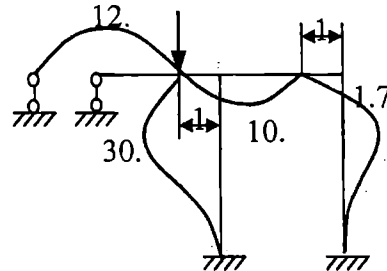
$n = \sqrt{\frac{F_i}{EI}}$ . Наиболее просто формы потери устойчивости можно построить с помощью операторов системы математических вычислений MATLAB [2], применяя команду plot (x, y). Формы потери устойчивости представлены на рис. 3.

Таблица 1

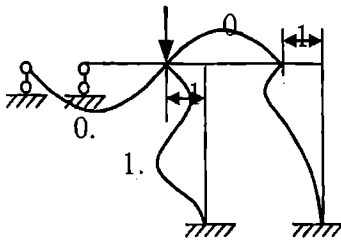
№ п/п	Граничные параметры рамы	Относительные значения граничных параметров при критических силах				
		$F_1=15.098365$	$F_2=30.980105$	$F_3=73.913165$	$F_4=132.291925$	$F_5=212.607925$
1	$M^{2-4}(\ell) = X(1,1) =$	-4.6771	24.7402	-6.2350	7.6095	-8.7618
2	$EI\varphi^{0-1}(o) = X(2,1) =$	0.1771	-29.2402	1.7350	-12.1095	4.2618
3	$Q^{2-4}(\ell) = X(3,1) =$	-8.0312	80.2205	-12.7049	28.8284	-20.2855
4	$Q^{0-1}(o) = X(4,1) =$	1.0625	-175.4409	10.4098	-72.6569	25.5709
5	$N^{2-4}(\ell) = X(5,1) =$	6.0937	-258.6614	20.1147	-104.4853	42.8564
6	$M^{1-3}(\ell) = X(6,1) =$	-3.2651	-489.8187	-37.1538	-317.0571	-135.4205
7	$Q^{1-3}(\ell) = X(7,1) =$	8.0312	-80.2205	12.7049	-28.8284	20.2855
8	$M^{1-2}(o) = X(8,1) =$	-2.7396	203.1811	-13.6448	83.2663	-31.3327
9	$Q^{1-2}(o) = X(9,1) =$	6.0937	-258.6614	20.1147	-104.4853	42.8564
10	$N^{1-2}(o) = X(10,1) =$	8.0312	-80.2205	12.7049	-28.8284	20.2855
11	$N^{1-3}(\ell) = X(11,1) =$	-5.0312	83.2205	-9.7049	31.8284	-17.2855
12	$EI\varphi^{2-4}(o) = X(12,1) =$	-0.6615	-15.3701	0.1175	-6.8047	1.3809
13	$M^{2-4}(o) = X(13,1) =$	3.3542	-55.4803	6.4699	-21.2190	11.5236
14	$Q^{2-4}(o) = X(14,1) =$	-8.0312	80.2205	-12.7049	28.8284	-20.2855
15	$N^{2-4}(o) = X(15,1) =$	6.0937	-258.6614	20.1147	-104.4853	42.8564
16	$EIV^{1-3}(o) = X(16,1) =$	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
17	$EI\varphi^{1-3}(o) = X(17,1) =$	-0.3542	58.4803	-3.4699	24.2190	-8.5236
18	$M^{1-3}(o) = X(18,1) =$	3.8021	-378.6220	24.0546	-155.9232	56.9037
19	$Q^{1-3}(o) = X(19,1) =$	8.0312	-80.2205	12.7049	-28.8284	20.2855
20	$N^{1-3}(o) = X(20,1) =$	-5.0312	83.2205	-9.7049	31.8284	-17.2855



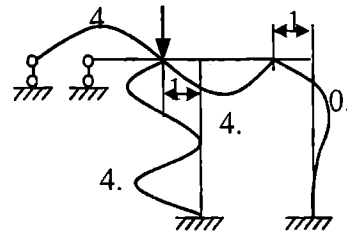
1-ая форма  $F_{kp1} = 15.098365 \frac{EI}{\ell^2}$



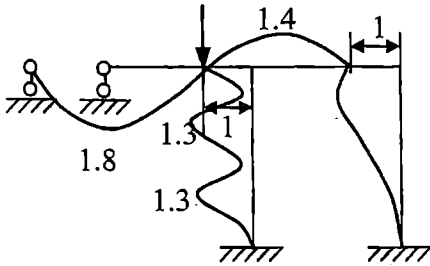
2-ая форма  $F_{kp2} = 30.980105 \frac{EI}{\ell^2}$



3-ья форма  $F_{кр3} = 73.913165 \frac{EI}{\ell^2}$



4-ая форма  $F_{кр4} = 132.291925 \frac{EI}{\ell^2}$



5-ая форма  $F_{кр5} = 212.607925 \frac{EI}{\ell^2}$

Рис. 3

Данная методика расчета и построения форм потери устойчивости может быть с успехом применена для решения задач сейсмостойкости упругих систем, где необходимо определить спектр частот и форм собственных поперечных колебаний при их кинематическом возбуждении [3]. Рассмотрим решение данной задачи на примере представленной рамы (рис. 1). Узлы рамы при свободных колебаниях будут иметь линейные и угловые перемещения, т.е. данная конструкция относится к классу свободных систем. При ее движении возникают силы инерции линейно подвижных стержней 0—1 и 1—2, для их учета необходимо увеличить массы стержней 1—3 и 2—4 по формуле [1]

$$m_* = m + MV^2(a) \int_0^1 V^2(x) dx, \quad (8)$$

где  $V(x)$  — прогиб несвободного стержня;  $M$  — сосредоточенная масса линейно подвижного стержня;  $a$  — координата сосредоточенной массы. В узле 1 прикладываем сосредоточенную массу стержня 0—1 и половину массы стержня 1—2, в итоге получается  $M_{1-3} = 1.5m\ell$ . В узле 2 прикладываем половину массы стержня 1—2, т.е.  $M_{2-4} = 0.5m\ell$ . Для стержней 1—3 и 2—4 принимаем, что прогиб приближенно описывается функцией  $V(x) = \cos(\pi x/2\ell)$ ,

тогда по формуле (8) будем иметь

$$m_*^{1-3} = m + 3m = 4m; \quad m_*^{2-4} = m + m = 2m.$$

В дальнейшем, при динамическом анализе данной рамы, необходимо использовать увеличенные массы стержней 1—3 и 2—4, чтобы учесть возникающие силы инерции. Частоты собственных колебаний определяются из частотного уравнения краевой задачи  $|\mathbf{A}_*(\omega)| = 0$ , где матрица  $\mathbf{A}_*(\omega)$  отличается от матрицы  $\mathbf{A}_*(F)$  только фундаментальными функциями поперечных колебаний всех стержней рамы.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1		$A_{12}$		$-A_{14}$																
2		$A_{11}$		$-A_{13}$														-1		
3		$-\lambda^4 A_{14}$		$A_{12}$				-1											-1	
4		$-\lambda^4 A_{13}$		$A_{11}$					-1											-1
5										-1										1
6								$-A_{13}$	$-A_{14}$									$A_{12}$		
7								$-A_{12}$	$-A_{13}$			-1						$A_{11}$		
8								$A_{11}$	$A_{12}$				-1					$-\lambda^4 A_{14}$		
9								$\lambda^4 A_{14}$	$A_{11}$							-1		$-\lambda^4 A_{13}$		
10										1										
11												$A_{12}$	$-A_{13}$	$-A_{14}$		$A_{11}$				
12												$A_{11}$	$-A_{12}$	$-A_{13}$		$\lambda^4 A_{14}$				
13	-1											$-\lambda^4 A_{14}$	$A_{11}$	$A_{12}$		$-\lambda^4 A_{13}$				
14			-1									$-\lambda^4 A_{13}$	$\lambda^4 A_{14}$	$A_{11}$		$-\lambda^4 A_{12}$				
15				-1											1					
16																$A_{11}$	$A_{12}$	$-A_{13}$	$-A_{14}$	
17																$\lambda^4 A_{14}$	$A_{11}$	$-A_{12}$	$-A_{13}$	
18							-1									$-\lambda^4 A_{13}$	$\lambda^4 A_{14}$	$A_{11}$	$A_{12}$	
19								-1								$-\lambda^4 A_{12}$	$\lambda^4 A_{13}$	$\lambda^4 A_{14}$	$A_{11}$	
20											-1									1

При поиске частот принято  $EI = m = \ell = 1$ , так что аргументы фундаментальных функций поперечных колебаний запишутся так:

стержни 0—1, 1—2

$$\lambda^{0-1} = \lambda^{1-2} = \sqrt{\omega};$$

стержень 1—3

$$\lambda^{1-3} = \sqrt[4]{4\omega^2};$$

стержень 2—4

$$\lambda^{2-4} = \sqrt[4]{2\omega^2},$$

где  $\omega$  - частота собственных колебаний.

Поиск частот собственных колебаний приводит к следующим значениям



$$\begin{aligned} \omega_1 &= 2.946045l^{-2} \sqrt{\frac{EI}{m}}; & \omega_2 &= 9.431095l^{-2} \sqrt{\frac{EI}{m}}; & \omega_3 &= 13.959385l^{-2} \sqrt{\frac{EI}{m}}; \\ \omega_4 &= 15.259475l^{-2} \sqrt{\frac{EI}{m}}; & \omega_5 &= 19.489495l^{-2} \sqrt{\frac{EI}{m}}. \end{aligned} \quad (10)$$

Для построения форм собственных колебаний воспользуемся кинематическим способом возбуждения. Очевидно, что необходимо сообщить опорам рамы единичное перемещение, т.е.  $EIV^{2-4}(\ell) = EIV^{1-3}(\ell) = -1$ , что равносильно значению элементов матрицы нагрузки  $B(11,1) = B(16,1) = -1$ . Уравнение для определения относительных граничных параметров рамы при частотах собственных колебаний  $\omega_i$  примет вид

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20				
1	$A_{12}$		$-A_{14}$																				$M^{2-4}(\ell)$	
2	$A_{13}$		$-A_{13}$														-1						$EIV^{0-1}(\ell)$	
3	$-\lambda^2 A_{14}$		$A_{12}$			-1																	$Q^{2-4}(\ell)$	
4	$-\lambda^2 A_{13}$		$A_{11}$			-1																	$Q^{0-1}(\ell)$	
5									-1														$N^{2-4}(\ell)$	
6								$-A_{13} - A_{14}$									$A_{12}$						$M^{1-3}(\ell)$	
7								$-A_{12} - A_{13}$				-1					$A_{11}$						$Q^{1-3}(\ell)$	
8								$A_{11} A_{12}$				-1					$-\lambda^2 A_{14}$						$M^{1-2}(\ell)$	
9								$\lambda^2 A_{14} A_{11}$									$-\lambda^2 A_{13}$						$Q^{1-2}(\ell)$	
10										1							1						$N^{1-2}(\ell)$	=
11													$A_{12} - A_{13} - A_{14}$			$A_{11}$							$N^{1-3}(\ell)$	$EIV^{2-4}(\ell) = -1$
12													$A_{11} - A_{12} - A_{13}$			$\lambda^2 A_{14}$							$EIV^{0-1}(\ell)$	
13													$\lambda^2 A_{14} A_{11}$			$A_{12}$							$M^{2-4}(\ell)$	
14													$\lambda^2 A_{13} A_{14} A_{11}$			$A_{11}$							$Q^{2-4}(\ell)$	
15																1							$N^{2-4}(\ell)$	
16																	$A_{11}$	$A_{12}$					$EIV^{1-3}(\ell)$	$EIV^{1-3}(\ell) = -1$
17																	$\lambda^2 A_{14}$	$A_{11}$					$EIV^{0-1}(\ell)$	
18																	$\lambda^2 A_{13} - \lambda^2 A_{14}$	$A_{11}$	$A_{12}$				$M^{1-3}(\ell)$	
19																	$\lambda^2 A_{12} - \lambda^2 A_{13}$	$\lambda^2 A_{14}$	$A_{11}$				$Q^{1-3}(\ell)$	
20																							$N^{1-3}(\ell)$	

(11)

Значения граничных параметров, нормированных относительно перемещения  $EIV^{1-3}(\ell) = X(16,1)$ , представлены в таблице № 2.

Из таблицы следует, что единичные перемещения опор приводят к весьма значительным усилиям и перемещениям в элементах рамы.

№ п/п	Граничные параметры рамы	Относительные значения граничных параметров при собственных частотах					
		$\omega_1 = 2.946045$		$\omega_2 =$	$\omega_3 =$	$\omega_4 =$	$\omega_5 =$
		абсолютные	относительные	9.431095	13.959385	15.259475	19.489495
1	$M^{2-4}(\ell) = X(1,1) =$	0.4361·10 <sup>7</sup>	-5.3246	-43.0898	120.7308	23.4396	86.2844
2	$EI\varphi^{0-1}(o) = X(2,1) =$	-0.0120·10 <sup>7</sup>	0.1463	8.0671	43.7059	-0.5996	-6.7905
3	$Q^{2-4}(\ell) = X(3,1) =$	0.8623·10 <sup>7</sup>	-10.5288	-155.6993	531.9886	110.7758	449.5673
4	$Q^{0-1}(o) = X(4,1) =$	-0.0763·10 <sup>7</sup>	0.9316	77.0857	578.3407	-8.6533	-126.3574
5	$N^{2-4}(\ell) = X(5,1) =$	-0.4059·10 <sup>7</sup>	4.9558	77.7808	81.0184	-69.5101	447.6958
6	$M^{1-3}(\ell) = X(6,1) =$	0.5355·10 <sup>7</sup>	-6.5385	50.4911	-62.0186	42.4069	11.4058
7	$Q^{1-3}(\ell) = X(7,1) =$	1.2204·10 <sup>7</sup>	-14.9016	220.3370	-320.1960	234.3273	72.8153
8	$M^{1-3}(o) = X(8,1) =$	0.1871·10 <sup>7</sup>	-2.2842	-6.7060	-65.7629	-26.2838	83.1398
9	$Q^{1-3}(o) = X(9,1) =$	-0.4241·10 <sup>7</sup>	5.1781	-60.1557	98.3542	103.1128	-443.2657
10	$N^{1-3}(o) = X(10,1) =$	-0.2047·10 <sup>7</sup>	2.4991	-120.4025	420.3761	8.3444	241.4304
11	$N^{1-3}(\ell) = X(11,1) =$	0.3733·10 <sup>7</sup>	-4.5580	-10.8130	-923.8486	-90.5222	604.9033
12	$EIV^{2-4}(o) = X(12,1) =$	0.0475·10 <sup>7</sup>	-0.5802	6.9230	-12.0678	-4.9911	2.9949
13	$M^{2-4}(o) = X(13,1) =$	-0.2330·10 <sup>7</sup>	2.8449	3.4289	63.5624	0.6446	90.1745
14	$Q^{2-4}(o) = X(14,1) =$	0.2047·10 <sup>7</sup>	-2.4991	120.4025	-420.3761	-8.3444	-241.4304
15	$N^{2-4}(o) = X(15,1) =$	-0.4059·10 <sup>7</sup>	4.9558	77.7808	81.0184	-69.5101	447.6958
16	$EIV^{1-3}(o) = X(16,1) =$	-0.0819·10 <sup>7</sup>	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
17	$EIV^{1-3}(\ell) = X(17,1) =$	0.0227·10 <sup>7</sup>	-0.2776	-8.6753	-11.3875	0.0167	-4.4001
18	$M^{1-3}(o) = X(18,1) =$	-0.2514·10 <sup>7</sup>	3.0696	10.2235	-112.4317	29.4391	-27.1176
19	$Q^{1-3}(o) = X(19,1) =$	-0.2047·10 <sup>7</sup>	2.4991	-120.4025	420.3761	8.3444	241.4304
20	$N^{1-3}(o) = X(20,1) =$	0.3733·10 <sup>7</sup>	-4.5580	-10.8130	-923.8486	-90.5222	604.9033

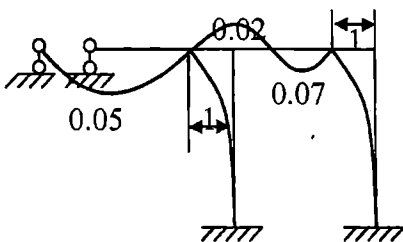
Формы колебаний стержней рамы строятся по соотношениям метода начальных параметров

$$EIV = - \left( EI\varphi(o) \frac{ch\lambda x + \cos\lambda x}{2} + Ek\varphi(o) \frac{sh\lambda x + \sin\lambda x}{2\lambda} - M(o) \frac{ch\lambda x - \cos\lambda x}{2\lambda^2} - Q(o) \frac{sh\lambda x - \sin\lambda x}{2\lambda^3} \right); \quad (12)$$

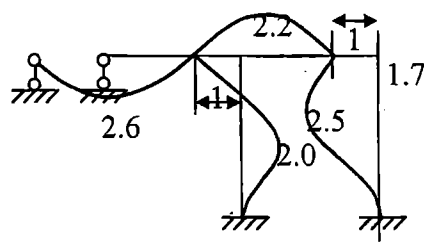
$$\lambda = \sqrt{\frac{\omega_i^2 m}{EI}}$$

и данным таблицы № 2.

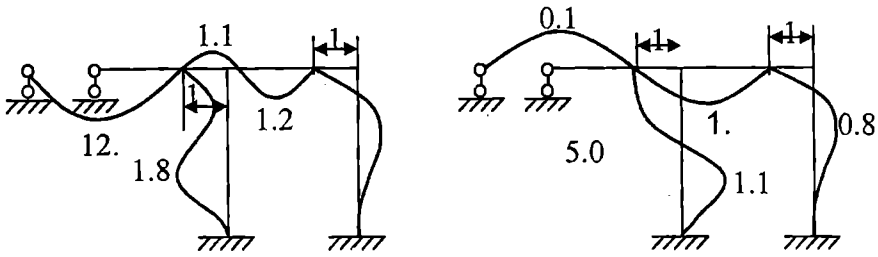
Формы колебаний элементов рамы, построенные в среде MATLAB оператором plot (x, y), представлены на рис. 4.



1-ая форма  $\omega_1 = 2.946045 \sqrt{\frac{EI}{m}} \frac{1}{\text{сек.}}$

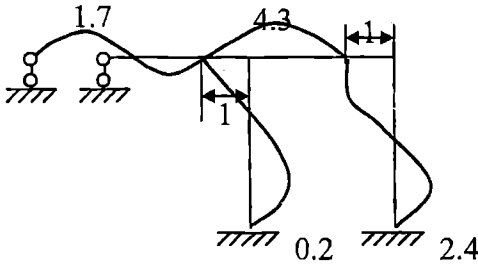


2-ая форма  $\omega_2 = 9.431095 \sqrt{\frac{EI}{m}} \frac{1}{\text{сек.}}$



3-ья форма  $\omega_3 = 13959385^{-2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \frac{1}{\text{сек.}}$

4-ая форма  $\omega_4 = 15259475^{-2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \frac{1}{\text{сек.}}$



5-ая форма  $\omega_5 = 19.489495 \ell^{-2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \frac{1}{\text{сек.}}$

Рис. 4

В заключении отметим, что приведенная методика может быть применена и для пластинчатых систем, если воспользоваться процедурой сведения тонких пластин к прямолинейным стержням с помощью вариационного метода Канторовича-Власова [1].

## ЛИТЕРАТУРА

1. Баженов В.А., Даценко А.Ф., Коломиец Л.В., Оробей В.Ф. *Строительная механика*. — Одесса: Астропринт, 2001. — С. 285.
2. Дьяконов В.П. *MATLAB 6. Учебный курс*. — СПб.: Питер, 2001. — С. 592.
3. *Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / Под ред. А.Ф. Смирнова*. — М.: Стройиздат, 1984. — С. 415.

## ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС ДЛЯ РАСЧЕТА ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

А.В. Гришин (ОНМУ, г. Одесса)

Портовые гидротехнические сооружения имеют ряд особенностей:

- как правило, они включают в себя три основных элемента: конструкцию в виде тонкой или гравитационной стенки и контактирующую с ней грунтовую и водную среду, которые вместе образуют единую связанную систему;

- обычно в системе даже от действия только её собственного веса возникают упруговязкопластические деформации;

- на систему одновременно действуют как статические нагрузки (собственный вес конструкции и засыпки, складированные грузы), так и динамические (воздействие волн, льда, подходящие или ошвартованные суда, работающие механизмы и т.д.), т.е. она испытывает сложное нагружение;

- в процессе колебания системы возникает гидродинамическое давление воды на конструкцию и грунтовый массив;

- генерируемые от динамических воздействий волны влияют не только на работу отдельных элементов самой системы, но и на объекты, расположенные в зоне их действия.

Для расчета таких сооружений была разработана методика, которая базируется на следующих предпосылках:

- использовалась теория вязкопластического течения с изотропным и кинематическим упрочнением, которая позволяет учесть сложное нагружение;

- в качестве функций нагружения могут применяться восемь моделей, что дает возможность рассматривать системы, состоящие из различных строительных материалов и грунтовых сред;

- была реализована инерционная волновая модель системы, включающая возможность выполнять статический расчет, результаты которого в дальнейшем используются для динамического решения, т.е. принцип суперпозиции не применялся.

Предложенная методика решения упруговязкопластических задач позволила реализовать рекомендуемые в СНиПе расчеты по двум предельным состояниям: по несущей способности и допустимым деформациям с единых позиций.

Известно, что любая методика решения задач имеет практическое значение, если она позволяет получить приемлемые численные результаты. Поэтому был разработан алгоритм решения рассматриваемых задач. Он включает два основных этапа:

- дискретизацию исходных уравнений и области их определения, т.е. континуальная задача сводится к конечномерной алгебраической;

- построение итерационного процесса для решения с заданной точностью полученных алгебраических уравнений.

Дискретизация выполнялась как по времени, так и по области, занимаемой системой. Во втором случае использовался метод конечных элементов, причем на бесконечных границах грунтового массива и воды применялись бесконечные элементы. Это позволило избежать отражения, возникающих при динамическом нагружении системы волн от её граничных областей. Дискретизация по времени вызвана тем, что в общем случае не удается освободиться от этой независимой переменной, как, например, в задачах установившихся колебаний. Она увеличивает размерность уравнений и усложняет решение. Поэтому заданный временной отрезок делится на конечное число интервалов, а затем для каждой узловой точки строится дискретный аналог исходных уравнений.

Для построения итерационного процесса использовались шаговые методы, реализованные по явной и неявной схеме интегрирования. Они широко применяются для решения линейных задач. Использование этих методов для решения нелинейных упруговязкопластических динамических задач без существенной их модификации невозможно по следующим причинам:

- упруговязкопластические деформации из исходных уравнений определяются только в приращениях, а не в их полных значениях;

- при решении задач в приращениях происходит накопление различных ошибок, поэтому в уравнениях равновесия, содержащих полные перемещения, образуется вектор невязки, для уменьшения которого до заданной малой величины, приходится строить дополнительный итерационный процесс;

- уравнения в приращениях решаются на каждой итерации приближенно, поэтому полный вектор напряжений может выходить за пределы области, ограниченной поверхностью нагружения, что для упругопластических задач недопустимо. Следовательно, необходимо строить дополнительную процедуру возвращения этого вектора внутрь области или на её границу, определенную функцией нагружения, которая в свою очередь изменяется при изменении приращений нагрузки.

Методы явного и неявного интегрирования имеют свои области оптимального применения. Первые из них выгодно использовать для быстропротекающих во времени колебательных процессов. В этом случае отрезок времени, на котором определяется решение, мал, следовательно, и мало количество шагов интегрирования, которые вследствие условной устойчивости процесса решения должны быть меньше их критического значения. Поэтому не возникает больших проблем с увеличением времени счета на ЭВМ. Безусловная устойчивость неявных методов решения позволяет во много раз увеличить временной интервал по сравнению с явными методами и этим сократить продолжительность счета. Однако неявные методы намного сложнее явных и требуют больших затрат на разработку программного обеспечения.

Алгоритм решения рассматриваемых задач был реализован в виде программного комплекса в системе Delphi. При его разработке ставились две основные задачи:

- включение всех элементов предлагаемой методики в процесс реализации решения;
- создание наиболее удобного для пользователей интерфейса.

Главное окно программного комплекса изображено на рис. 1. Результаты решений можно выводить на печать или на экран дисплея в виде таблиц или различных схем и эпюр. Более подробно познакомиться с теорией предлагаемой методики и описанием программного комплекса можно по монографиям [1,2].



Рис. 1. Главное окно программного комплекса

Для иллюстрации рассмотрим пример расчета причального сооружения в виде двуханкерной шпунтовой стенки (рис. 2) от кинематического возбуждения грунтового массива. Такая задача встречается при сейсмическом расчете сооружений [3] и не может быть решена обычными методами расчета тонких стенок [4].

Численные результаты были получены при следующих исходных данных:  $h_1 = 13$  м;  $h_2 = 8$  м; стенка изготовлена из шпунта Ларсен-V. Характеристики грунтового массива:  $E = 20$  МПа;  $\mu = 0,41$ ;  $c = 0,02$  МПа;  $\varphi = 21^\circ$ . Характеристики засыпки:  $E_s = 28$  МПа;  $\mu_s = 0,3$ ;  $c_s = 0,012$  МПа;  $\varphi_s = 28^\circ$ . Анкера расположены от верха стенки на расстоянии 2,8 м и 7,4 м. Начальное кинематическое перемещение грунтового массива в момент времени  $t = 0$  составило  $\bar{x}_1 = 10$  см. Учитывается гидродинамическое давление воды в процессе колебания системы. На схеме (рис. 3) в увеличенном масштабе отчетливо видна волна перемещений от кинематического возмущения грунтового массива, которая приближается к засыпке. Показанные перемещения в области шпунтовой стенки вызваны статической нагрузкой от собственного веса засыпки. Затем волна перемещений достигает стенки и переходит за неё. В результате колебательного процесса происходит отражение волн перемещений от засыпки, стенки и воды,

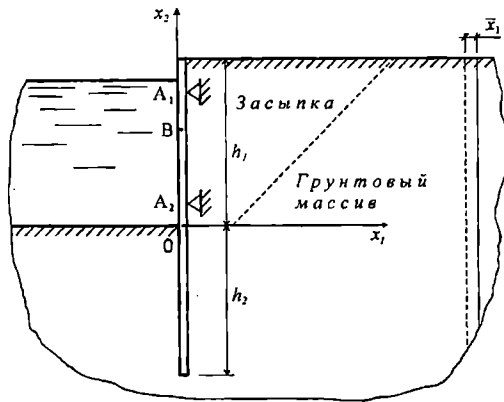


Рис. 2. Расчетная схема системы

которые накладываются друг на друга и получается сложная картина деформирования системы в разные моменты времени.

Пластическая зона (рис. 4), расположенная в области движения волны перемещения постепенно передвигается к стенке, а затем и за её пределы. Показанные на рисунке пластические зоны в засыпке и ниже, возникли от действия её собственного веса. С течением времени колебания системы затухают, и происходит уменьшение пластических областей. Однако, после завершения колебаний в грунтовом массиве и засыпке остаются дополнительные области, которых не было после действия статической нагрузки.

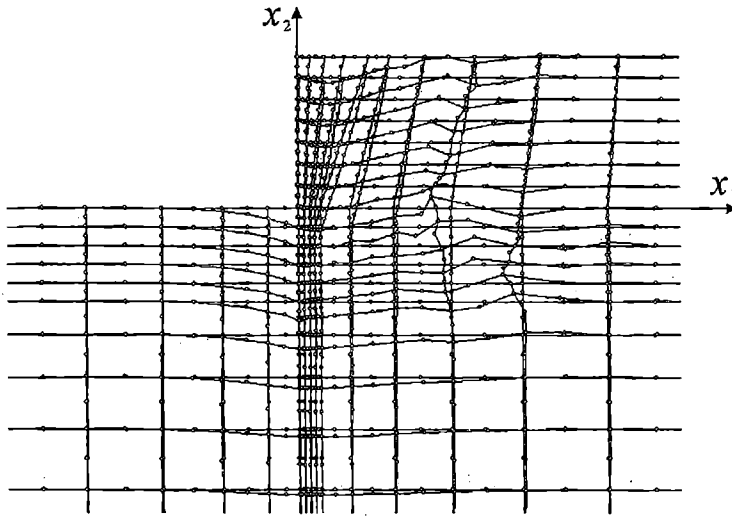


Рис. 3. Схема перемещения системы от кинематического возмущения грунтового массива в момент времени  $t = 0,03$  сек.

На рис. 5 и рис. 6 показаны эпюры колебаний перемещений  $u_1$  и напряжений  $\sigma_{22}$  в точке  $B$  от кинематического возбуждения грунтового массива. Наибольшая амплитуда колебаний перемещений, равная 0,4627 см, возникает в момент времени  $t = 0,29$  сек. Затем происходит постепен-

ное затухание колебаний. Наибольшая амплитуда напряжений, равная 6,106 МПа и наблюдается раньше при  $t = 0,14$  сек.

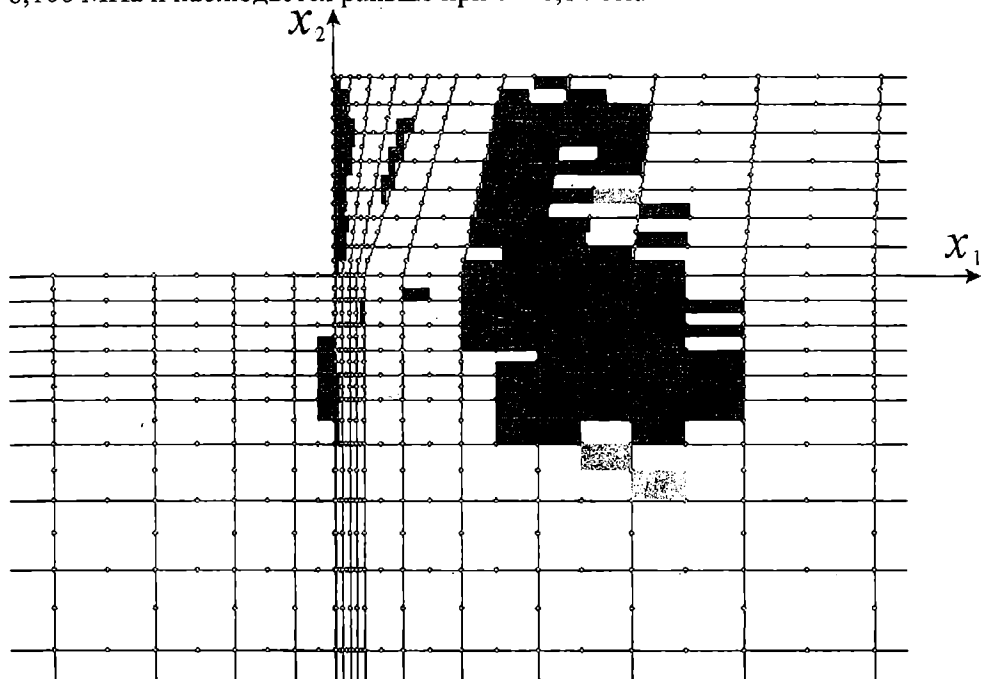


Рис. 4. Схема образования пластических зон в момент времени  $t = 0,03$  сек.

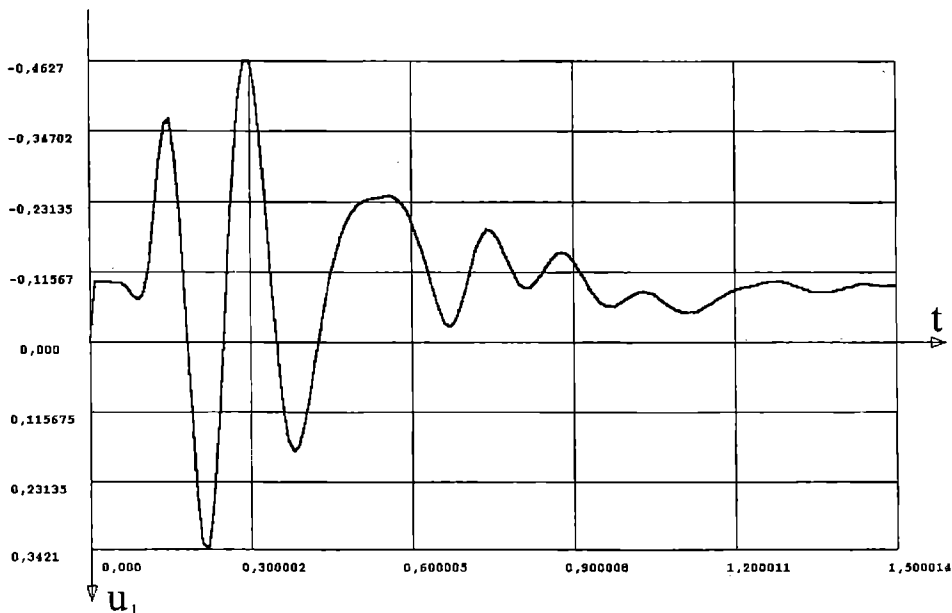


Рис. 5. Эюра горизонтальных колебаний  $u_1$  точки В от кинематического возбуждения грунтового массива (в см)



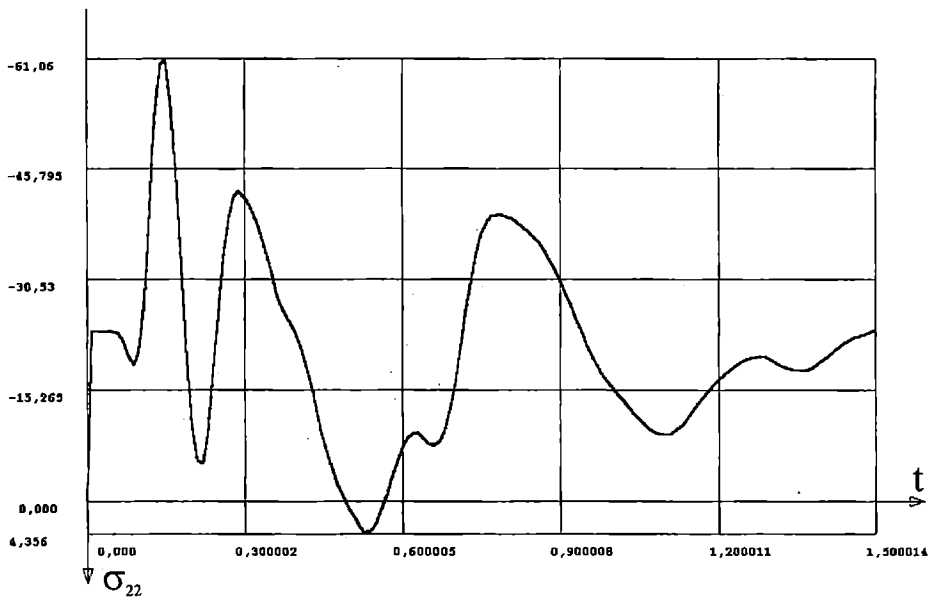


Рис. 6. Эюра колебаний напряжений  $\sigma_{22}$  в точке В от кинематического возбуждения грунтового массива (в 10 МПа)

В заключение отметим, что предлагаемая методика и программный комплекс позволяют производить расчет различных портовых гидротехнических сооружений от совместного действия статических и динамических нагрузок с учетом упруговязкопластических свойств материалов системы.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Гришин А.В., Федорова Е.Ю. *Нелинейные динамические задачи расчета портовых гидротехнических сооружений.* – Одесса: ОНМУ, 2002. – 126 с.
2. Гришин А.В., Федорова Е.Ю. *Нелинейная динамика оградительных сооружений.* – Одесса: ОНМУ, 2002. – 240 с.
3. Клаф Р., Пензиен Дж. *Динамика сооружений.* – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
4. Смирнов Г.Н. и др. *Порты и портовые сооружения.* – М. Стройиздат, 1993. – 636 с.

## АВТОМАТИЗИРОВАННЫЙ РАСЧЕТ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ СВЯЗНОГО ГРУНТА В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ОБОБЩЕННОГО ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

М. П. Дубровский, Н. Н. Хонелия (ОНМУ, г. Одесса)

Известны способы учета связности грунтовой среды при определении нагрузок от бокового давления на подпорные стенки, например, методы, основанные на теории Кулона, предельного напряженного состояния или технической теории предельного напряженного состояния П. И. Яковлева [3], которые вводят в рассмотрение равномерно распределенную нагрузку интенсивностью  $m = c \cdot ctg\varphi$ , приложенную нормально к тыловой грани стенки и свободной поверхности грунта позади стенки.

При этом весь массив грунта, взаимодействующего с подпорной стенкой, считается находящимся в состоянии предельного равновесия. Отметим также, что методы, основанные на классической теории Кулона, предполагают плоский характер поверхностей обрушения и выпирания. Методы же, базирующиеся на теории предельного равновесия в сыпучих и связно-сыпучих средах, учитывают криволинейность упомянутых поверхностей.

Основной нагрузкой, воспринимаемой подпорными стенками, является нагрузка от бокового давления грунта. Опыт показывает, что как недооценка распорного давления (принятие его равным минимально возможному - активному) и переоценка отпорного давления (принятие его равным максимально возможному - пассивному), свойственная традиционным методам проектирования рассматриваемых сооружений, приводит в ряде случаев к снижению уровня надежности проектных решений, к неверной оценке несущей способности, прочности и устойчивости подпорных стенок.

С учетом вышеизложенного представляется целесообразным развить кинематический метод, предложенный ранее для сыпучей среды [1], на случай взаимодействия подпорной стенки со связными грунтами.

Основные расчетные предпосылки кинематического метода:

1. Вид напряженного состояния в произвольной точке на контакте сооружения с грунтом определяется отношением горизонтального смещения  $u(z)$  поперечного сечения стенки, включающего данную точку и расположенного на глубине  $z$  от поверхности грунта в месте ее пересечения с контактной гранью сооружения, к ординате  $z$ . При  $u(z)/z < \alpha$  грунт в сечении на глубине  $z$  находится в предельном, а при  $u(z)/z > \alpha$  - предельном напряженном состоянии. Границу этих двух зон, расположенную на глубине  $h$ , определяем из равенства  $u(z) = \alpha z$  при  $z = h$ . Таким образом,  $h = u(h)/\alpha$ .

Для получения величины  $h$  следует задаться видом функции  $u(z)$ . В случае жестких стенок при поступательных смещениях  $u(z) = const$ . На

основании известных экспериментальных данных (исследования И. В. Яропольского, Г. К. Клейна, И. П. Прокофьева, Д. Тейлора, К. Терцаги, П. И. Яковлева и других) можно принять, что экстремальные напряженные состояния возникают при следующих значениях параметра  $\alpha$ : при смещении стенки от грунта минимальное напряженное состояние (активное давление) реализуется при  $\alpha = \alpha_0 \cong 0.01 - 0.0015$ , при смещении стенки на грунт максимальное напряженное состояние (пассивное давление) возникает при  $\alpha = \alpha_0 \cong 0.01 - 0.03$ . Следовательно, в пределах высоты  $0 < z \leq h$  грунт находится в предельном, в пределах высоты  $h < z \leq H - h$  - допредельном напряженном состоянии.

2. Углы отклонения равнодействующей бокового давления связного грунта от нормали к контактной грани сооружения и равнодействующей реактивного давления массива грунта позади призмы распора (или отпора) от нормали к границе этой призмы принимаются равными:

для зоны предельного напряженного состояния соответственно  $\delta$  и  $\varphi$ , причем  $\delta = k \cdot \varphi$ , где коэффициент  $k$  назначается в интервале  $0 \leq k \leq 1$  по результатам экспериментальных исследований или по рекомендациям нормативных документов;

для зоны допредельного напряженного состояния соответственно  $\delta'$  и  $\varphi'$ , причем  $\delta' = \delta_0 + n(\delta - \delta_0)$ ,  $\varphi' = \varphi_0 + n(\varphi - \varphi_0)$

где  $n$  - параметр, зависящий от соотношения размеров зон предельного и допредельного напряженных состояний грунта (в пределе, когда весь грунт, контактирующий со стенкой, переходит в напряженное состояние,  $n = 1$ );  $\delta_0$  и  $\varphi_0$  - значения углов, соответствующие давлению связного грунта в состоянии покоя, где  $\delta_0 = k \cdot \varphi_0$ .

3. Для учета связности грунтовой среды нормально к грани стенки и к свободной поверхности грунта позади стенки приложена равномерно распределенная нагрузка следующим образом: в пределах зоны предельного напряженного состояния - интенсивностью  $m = c \cdot ctg \varphi$ ; в пределах зоны допредельного напряженного состояния - интенсивностью  $m' = c \cdot ctg \varphi'$ .

Расчетные зависимости для определения распорного и отпорного давления определяются универсальными формулами, отличающимися в указанных случаях лишь изменением знаков перед углами  $\varphi$ ,  $\delta$  и  $\varphi'$ ,  $\delta'$  на противоположные. В связи с этим в расчетных формулах могут быть использованы двойные знаки “ $\pm$ ”, подразумевая, что верхние знаки соответствуют распорному, а нижние - отпорному давлению грунта [2].

Равнодействующая  $E$  бокового давления связного грунта на сооружение может быть определена для каждого текущего деформированного состояния как векторная сумма двух ее составляющих: предельной  $E_e$ , действующей на участке  $h$ , и допредельной  $E'$ , действующей на участке высотой  $H-h$ , в соответствии с выражением

$$E = \left[ E_e^2 + E'^2 + 2 \cdot E_e \cdot E' \cdot \cos(\delta_e - \delta') \right]^{1/2}$$

Изложенные предпосылки позволяют учесть кинематику сооружения, т. е. учесть влияние характера, направления и величины смещения контактной грани стенки на величину, направление и характер распределения бокового давления грунта. Экстремальные значения давлений (активные или пассивные) и соответствующие им параметры напряженно-деформированного состояния системы «сооружение - грунтовая среда» обозначены индексом «e», а допредельные давления и отвечающие им параметры - штрихом.

Для упрощения вычислений по полученным расчетным зависимостям разработаны алгоритмы и реализующие их программы на ЭВМ, позволяющие в диапазоне допускаемых для исследуемого сооружения перемещений определять боковое давление связного грунта на подпорную стенку как функцию смещения, включая предельные и допредельные составляющие при плоских и криволинейных поверхностях скольжения. Комплекс программ реализован на языке программирования Турбо-Паскаль 5.0.

Разработанные программы позволяют получить зависимости «боковое давление – обобщенное перемещение сооружения» во всем интервале от давления грунта в состоянии покоя (сооружение неподвижно) до предельного (активного либо пассивного), реализуемого при некотором критическом значении обобщенного перемещения. При этом в максимально возможном интервале перемещений предельная составляющая бокового давления возрастает от нуля при давлении в состоянии покоя до силы активного или пассивного давления, а допредельная составляющая изменяется от давления в состоянии покоя до нуля. Результирующая бокового давления, равная векторной сумме предельной и допредельной составляющих, уменьшается от давления покоя до активного либо увеличивается от давления покоя до пассивного.

На основе указанных алгоритмов и программ выполнены многочисленные серии расчетов с системой «сооружение - грунтовая среда», в ходе которых изучалось влияние сил сцепления грунта на напряженно-деформированное состояние системы «сооружение - грунтовая среда», а также влияние физико-механических свойств грунта и геометрических характеристик рассматриваемой системы на величины бокового давления грунта.

Выполненные серии расчетов и их анализ позволяют отметить, что отпорное давление связного грунта следует определять по криволинейным поверхностям скольжения, так как при расчете по плоским поверхностям скольжения отмечается значительное завышение его расчетных величин.

Для оценки напряженно-деформированного состояния системы «грунтовая среда - сооружение» на основе разработанной расчетной модели с применением вычислительных алгоритмов и программ, выполнено сопоставление результатов экспериментальных исследований с данными, полученными по традиционным методам расчета, а также по кинематическому методу (см. таблицу).

Таблица 1

№ п/п	Прочностные характеристики грунтов	Величины перемеще ния стенки, м	Расхождение экспериментальных значений распорного давления грунта с данными, полученными по методам расчета: („+” – большую сторону; „-” – в меньшую сторону)	
			кинemat.	традиц.
1	$\gamma=13.7 \text{ кН/м}^3$ , $\varphi^\circ=28$ , $c=0.3 \text{ кПа}$	0.00032	+8%	+17%
2	$\gamma=13.7 \text{ кН/м}^3$ , $\varphi^\circ=28$ , $c=0.3 \text{ кПа}$	0.00145	-6%	+15%
3	$\gamma=13.2 \text{ кН/м}^3$ , $\varphi^\circ=30$ , $c=0.18 \text{ кПа}$	0.00034	+10%	+20%
4	$\gamma=13.2 \text{ кН/м}^3$ , $\varphi^\circ=30$ , $c=0.18 \text{ кПа}$	0.0009	-12%	+20%
5	$\gamma=13.1 \text{ кН/м}^3$ , $\varphi^\circ=30$ , $c=0.2 \text{ кПа}$	0.00121	+8%	+16%
6	$\gamma=13.1 \text{ кН/м}^3$ , $\varphi^\circ=30$ , $c=0.2 \text{ кПа}$	0.0022	-10%	+18%

Таким образом, результаты применения кинематического метода дают возможность приблизиться к величинам бокового давления связного грунта, зафиксированным экспериментально. Это обстоятельство свидетельствует о возможности практического использования разработанного кинематического метода расчета при проектировании и технической эксплуатации портовых гидротехнических сооружений.

Предложенная кинематическая модель при учете сил сцепления и разработанные методы ее реализации с применением ЭВМ позволяют более точно, чем традиционные методы, отразить реальные условия взаимодействия эксплуатируемого сооружения со связной грунтовой средой и повысить качество проектных решений.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на подпорную стенку с учетом кинематики сооружения // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. – № 12. – С. 31 – 32.
2. Дубровский М.П., Хонелия Н.Н. Определение силы бокового давления связного грунта на подпорные стенки при смешанном напряженном состоянии // Известия вузов: Строительство. – 1997. – № 3. – С. 29 – 31.
3. Яковлев П.И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений. – М.: Транспорт, 1986. – 191 с.

## БЛОЧНЫЙ МЕТОД ЛАНЦОША СО СПЕКТРАЛЬНЫМИ ТРАНСФОРМАЦИЯМИ ДЛЯ РЕШЕНИЯ БОЛЬШИХ МКЭ ЗАДАЧ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ

В.С.Карпиловский, Э.З.Криксунов, С.Ю.Фиалко  
(«SCAD-Group», г. Киев)

Предлагается высокоэффективный метод определения частот и форм собственных колебаний больших конечноэлементных расчетных моделей, реализованный в вычислительном комплексе SCAD. Метод основан на блочном методе Ланцоша со сдвигами и предусматривает 4-е режима: модальный, для определения первых  $n$  собственных пар; интервальный, для определения всех собственных пар, частоты которых лежат в заданном интервале; сейсмический, который определяет собственные пары до тех пор, пока не будет достигнут заданный процент модальных масс по каждому из главных направлений [2,3,9]; верификации модели для обнаружения и визуализации таких трудно обнаруживаемых ошибок, которые приводят к глобальной и локальной геометрической изменчивости, отсутствию закреплений и т.д.

Задача собственных колебаний МКЭ модели представляется в виде

$$K_{\sigma}\varphi - \omega^2 M\varphi = 0, \quad (1)$$

где 
$$K_{\sigma} = K - \sigma M, \quad (2)$$

$K$  и  $M$  - соответственно симметричные матрицы жесткости и масс,  $\sigma$  - параметр сдвига,  $\omega^2 = \lambda$ .

Обычный метод Ланцоша эффективен до тех пор, пока помещается в оперативной памяти компьютера матрица  $U_{\sigma}$ , результат факторизации матрицы  $K_{\sigma}$   $K_{\sigma} = L_{\sigma} U_{\sigma}$ . Для больших и очень больших задач с числом неизвестных более 60000 ее приходится блоками записывать на диск. И, следовательно, при выполнении прямой и обратной подстановки при определении очередного собственного вектора на каждом шаге, продолжительность операций ввода-вывода становится доминирующей [2,7,8].

Отличие предложенного алгоритма от обычного метода Ланцоша в следующем. Во-первых, одновременно обрабатывается не один вектор Ланцоша, а сразу блок векторов [2,4,6]. Это позволяет существенно повысить загрузку процессора за счет уменьшения объема операций ввода-вывода. Во-вторых, применяется техника сдвига. Частотный интервал делится на несколько относительно небольших подинтервалов и тем самым ограничивается катастрофический рост объема вычислений, связанный с возрастанием количества векторов Ланцоша (размерности подпространств Крылова). Каждая модификация сдвига связана с факторизацией матрицы  $K_{\sigma}$  высокого порядка. Поэтому для успешной реализации предложенного алгоритма необходим эффективный метод решения систем уравнений. В

данной разработке используется многофронтальный метод [1,5], тонко учитывающий структуру факторизуемой матрицы с учетом ее разреженности. Для оптимизации вычислений используется упорядочение уравнений либо по алгоритму минимальной степени, либо по методу вложенных сечений, причем выбор наиболее оптимального из них для данной задачи производится автоматически на основании алгоритма быстрой символической факторизации.

Интервалом доверия мы называем интервал  $[\lambda_b, \lambda_r]$ ,  $\lambda_r > \lambda_b$  внутри которого определены все собственные пары с заданной точностью:

$$\frac{K_{\sigma} \varphi_i - \lambda_i M \varphi_i}{\lambda_i M \varphi_i} \approx 10^{\varepsilon}, i = 1, 2, \dots, \text{ где обычно } \varepsilon = 4, 5 \dots 8.$$

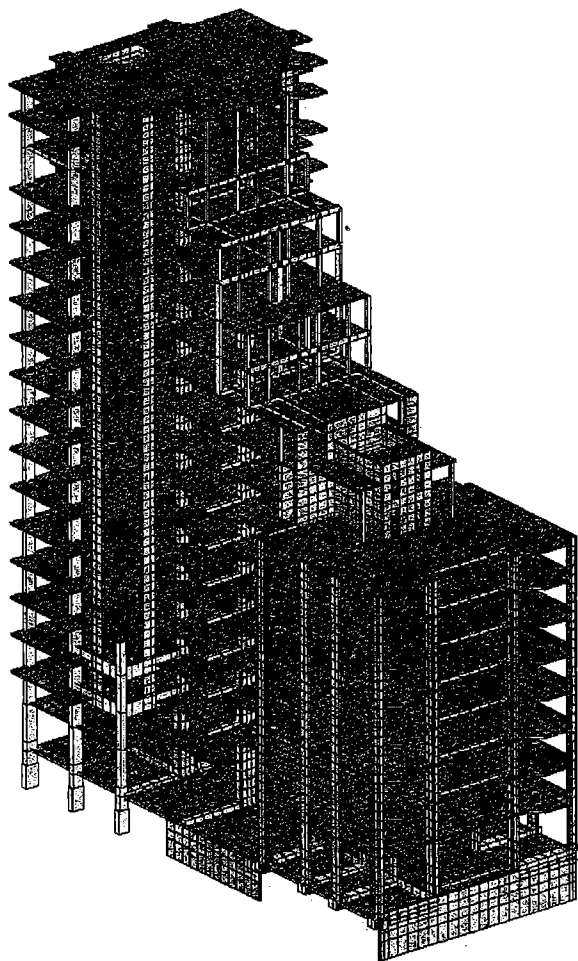
В модальном режиме в реализованном алгоритме на первом шаге: факторизуется матрица  $K$ ; для первого блока выполняется генерация векторов Ланцоша; вычисляются по блоку вектора Ланцоша по формуле  $K_{\sigma} Q_{j+1} = Q_j$  до тех пор, пока не будет превышена размерность подпространства Крылова, заданная по умолчанию. Если необходимо найти меньше собственных значений и векторов, то принимается в качестве ограничения заданное значение; находятся собственные числа и вектора на подпространстве Крылова методом Ланцоша; определяется количество сошедшихся собственных пар.

На последующих шагах алгоритм заключается в следующем: выбирается непрерывная часть спектра собственных частот и устанавливается правая граница подинтервала доверия  $\lambda_r$ ; на основании анализа аппроксимаций собственных чисел, лежащих справа от  $\lambda_r$ , прогнозируется значение параметра сдвига  $\sigma$ ,  $\sigma > \lambda_r$ , так, чтобы ожидаемое количество собственных пар следующего интервала доверия не превышало 20-ти; факторизуется матрица  $K_{\sigma}$ ; при новом значении сдвига и на основании проверки последовательности Штурма [6] определяется  $Z(\sigma)$  - количество собственных пар, заключенных в интервале  $[0, \sigma]$ ; выполняется генерация векторов Ланцоша в количестве, не превышающем размерности блока.

Затем находятся собственные числа и вектора на подпространстве Крылова методом Ланцоша; определяется количество сошедшихся собственных пар на  $[0, \sigma]$ ; если достоверно не определено  $Z(\sigma)$  собственных пар с учетом пар, определенных на предыдущих интервалах доверия, то подпространство Крылова увеличивается на размер блока, т.е. генерируется соответствующее число векторов Ланцоша и процесс повторяется до тех пор, пока не будут найдены все  $Z(\sigma)$  собственных пар.

Если еще не вычислено необходимое число собственных пар, то процесс продолжается с шага определения правой границы интервала доверия и продолжается до тех пор, пока не будут определены все необходимые формы.

Такой подход гарантирует отсутствие пропущенных собственных пар во всем интервале доверия, а также то, что все вычисленные пары определены с заданной точностью. Подробное описание алгоритма приведено в [2].



*Рис.1. Многоэтажное здание по ул. Ветрова в  
Киеве. МКЭ модель содержит 19409 узлов,  
19456 конечных элементов и 115362 уравнений*

Рассмотрим задачу, представленную на рис.1. В таблице 1 приведено сравнение эффективности различных методов при ее решении в зависимости от количества определяемых собственных форм. Последняя строка таблицы иллюстрирует высокую эффективность предложенного метода: за реальное время было определено 1000 собственных пар с заданной точностью  $10^{-8}$ . Ни одним из других рассмотренных методов этого сделать не удалось.



К-во требуемых форм	Итерации подпространств	Блочная итерация подпространств [2,9]	Метод Ланцоша [5]	Блочный метод Ланцоша со сдвигами [2]
25	2 ч 28 м 31 с	1 ч 49 м 38 с	54 м 24 с	38 м 14 с
50	5 ч 18 м 33 с	3 ч 06 м 16 с	1 ч 22 м 37 с	55 м 56 с
100	—	—	2 ч 22 м 14 с	1 ч 52 м 14 с
1 000	—	—	—	11 ч 25 м 02 с

При проектировании объектов атомной энергетики и других промышленных предприятий часто требуется определить все собственные пары, частоты которых лежат в заданном интервале  $[a, b]$ . При использовании интервального режима сначала определяется количество собственных пар, заключенных в  $[a, b]$ :  $n = Z(b) - Z(a)$ , устанавливается начальное значение сдвига  $\sigma = a$ . Далее алгоритм подобен изложенному выше.

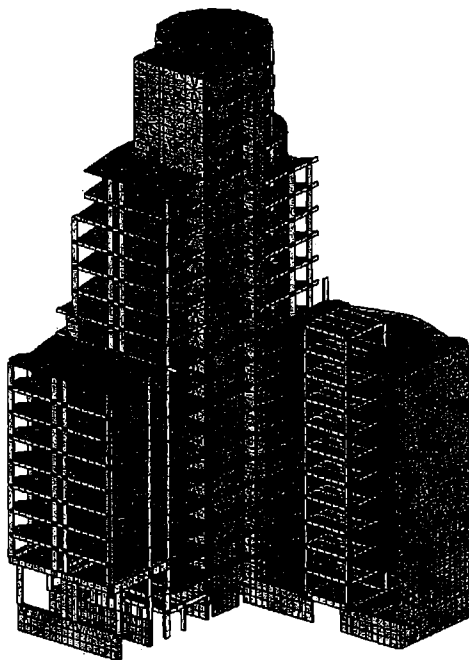
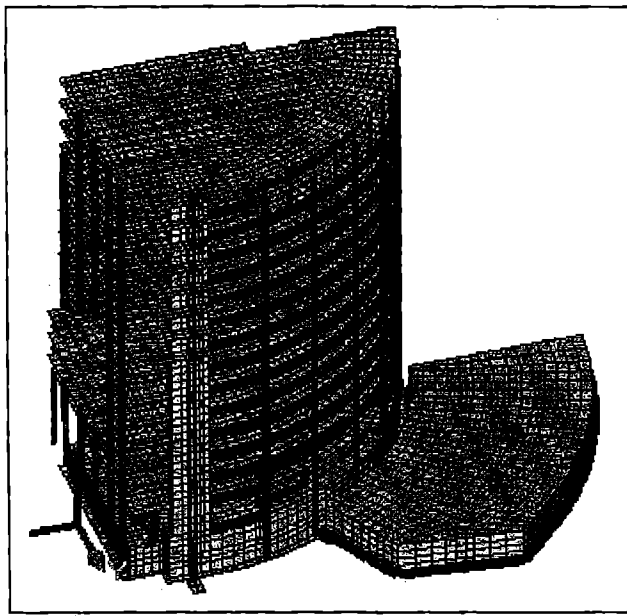


Рис.2 Многоэтажное здание. МКЭ модель содержит 20285 узлов, 29932 конечных элементов и 119874 уравнений

<sup>1</sup> Все расчеты, приведенные в статье, выполнялись на компьютере с процессором РП Intel 1000 МГц и оперативной памятью 512Мбайт.



*Рис.3. Многоэтажное здание в Москве. МКЭ модель содержит 24434 узлов, 26273 конечных элементов и 127165 уравнений*

При корректном подходе к расчетам на сейсмике необходимо знать, какое количество собственных форм следует определить. Таким критерием является достижение определенного уровня суммы модальных масс по каждому из главных направлений сейсмического воздействия [2,3,9]. В сейсмических нормах UBC-2000, PS-92, AFPS, Eurocode-8 и ряде других требуется, чтобы сумма модальных масс по каждому из направлений была не менее 90%. Существует ряд задач, для которых значительное количество нижних форм собственных колебаний носят локальный характер и не вносят существенного вклада в сейсмическую реакцию сооружения. Однако и в этом случае для выполнения выше указанных требований приходится определять очень большое количество собственных пар.

*Таблица 2*

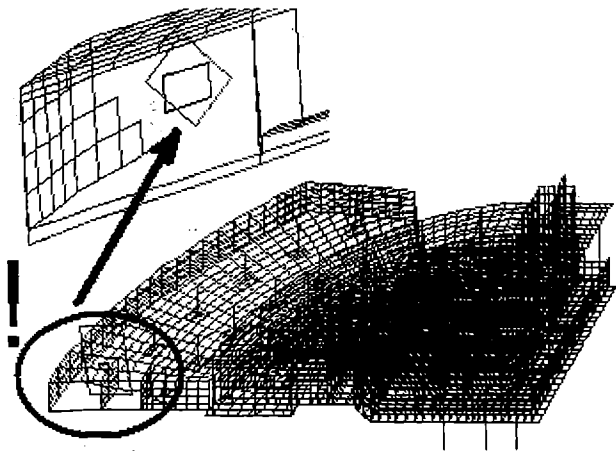
*Сумма модальных масс по направлениям X, Y и Z в зависимости от количества собственных форм*

Количество форм	$\sum m_x, \%$	$\sum m_y, \%$	$\sum m_z, \%$
10	79.6	80.7	7.5
50	83.5	84.5	47.6
100	84.9	88.5	63.8
300	91.6	92.3	82.1
924	94.8	95.6	90.0

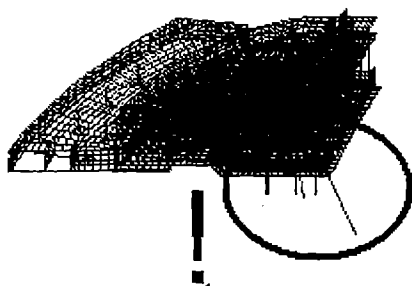
Традиционный способ вычислений при модальном режиме обычно выглядит так: пользователь задает количество форм (скажем 100) и в конце расчета узнает, что сумма модальных масс слишком мала; пользователь увеличивает количество требуемых форм (например до 200) и повторяет рас-

чет с самого начала. Т.е. тратится довольно много времени для получения приемлемого результата.

Для решения таких задач и предназначен сейсмический режим, который за один «проход» определяет собственные пары до тех пор, пока не будет достигнута требуемая сумма модальных масс по каждому из направлений. Приведенные в табл. 2 результаты расчета конструкции, изображенной на рис.2., иллюстрирует медленное возрастание суммы модальных масс при увеличении количества форм. Задача считалась 13 часов 52 минуты. Было определено фактически 1052 собственных пары с точностью  $10^{-8}$ . При этом потребовалось 20 подинтервалов доверия.



*Рис. 4. Форма колебаний с нулевой частотой указывает на геометрически изменяемую часть конструкции*



*Рис. 5. Незакрепленные подошвы колонн*

На рис.3 изображена расчетная модель здания, первая версия которой содержала ошибки. Матрица жесткости системы  $K$  получилась вырожденной. Как известно, такую матрицу факторизовать невозможно. Однако вводя сдвиг  $\sigma = \theta$ , приходим к задаче о режиме верификации модели, который позволил выявить геометрическую изменяемость части модели и

наглядно представить соответствующий кинематический механизм, изображенный на рис. 4. При этом удалось также обнаружить пропущенные закрепления колонн, представленные на рис.5. Данный подход позволяет анализировать не только степень геометрической изменяемости системы (то есть определять количество степеней свободы механизма), но и выявлять формы движения механизма.

В заключение отметим, что представляемый здесь блочный метод Ланцоша со сдвигами, реализованный на базе многофронтального метода решения систем уравнений, является мощным инструментом для определения частот и форм собственных колебаний, о чем свидетельствуют приведенные здесь примеры.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Фялко С.Ю. Сопоставление прямых и итерационных методов решения больших конечно-элементных задач строительной механики. - В кн. Перельмутер А.В., Сливкер В.И.: Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. - 2-е изд. Киев, 2002. С. 552 - 569.
2. Фялко С.Ю. О решении обобщенной проблемы собственных значений. - В кн. Перельмутер А.В., Сливкер В.И.: Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. - 2-е изд. Киев, 2002. С. 570-597.
3. Clough R. and Penzien J. *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, Inc., 1975.
4. Ericsson T., Ruhe A., *The spectral transformation Lanczos method for the numerical solution of large sparse generalize symmetric eigenvalue problem. Math. Comput.*, 35. 1980. P. 1251.
5. Fialko S.Yu., *High-performance iterative and sparse direct solvers in Robot software for static and dynamic analysis of large-scale structures. Proceedings of the second European conference on computational mechanics. Poland, June 26-29, 2001*, 18 p.
6. Grimes R.G., Lewis J.G., Simon H.D.. *A shifted block Lanczos algorithm for solving sparse symmetric generalized eigenproblems, SIAM J. Matrix Anal. Appl.*, V.15, 1: 1994. P 1-45
7. Hughes, T.J.R., *The finite element method*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1987.
8. Papadrakakis M, *Solving large -scale problems in mechanics*, John Wiley & Sons Ltd., 1993.
9. Wilson E.L., *Three dimensional dynamic analysis of structures, Computers and Structures, Inc., Berkeley. California, USA*, 1996.

## ОБЪЕКТНО ОРИЕНТИРОВАННЫЙ ГРАФИЧЕСКИЙ ПРЕПРОЦЕССОР "ФОРУМ"

Э.З.Криксунов, Е.Б.Зеливянский («SCAD-Group», г. Киев)

Создание расчетной схемы для прочностного анализа несущих конструкций зданий и сооружений является достаточно сложной задачей. Как правило, расчетную модель приходится строить на основе геометрических размеров и топологии архитектурной части проекта. На этом этапе проектирования до выполнения расчетов будущее сооружение представляется в достаточно обобщенной форме и ее описание (действительное или виртуальное) дается в самых общих терминах.

Широкое внедрение в архитектурное проектирование специализированных программных систем, позволило не только автоматизировать процесс проектирования, но и получить цифровую модель объекта проектирования, т.е. его описание в базе данных архитектурной системы. В связи с этим актуальной является и задача организации доступа к этой информации и построения на ее основе расчетной схемы.

Препроцессор ФОРУМ, входящий в состав системы SCAD Office [1], предназначен как для формирования укрупненных расчетных моделей, так и для «доведения» до уровня расчетных, модели объектов проектирования, импортированные из архитектурных систем.

**Препроцессор ФОРУМ.** В отличие от конечно-элементных моделей, где в качестве «кирпичиков», из которых складывается расчетная схема, выступают конечные элементы, в основу модели в препроцессоре ФОРУМ положены *укрупненные элементы (объекты)*, максимально приближенные по своему назначению и наименованию к функциональным составным частям реального сооружения. В их число входят такие, наиболее часто используемые объекты, как *колонны, балки, стены, перекрытия и покрытия*. Группы объектов могут быть объединены в блоки. Как правило, объединение выполняется по позиционному принципу, при котором в один блок входят элементы, моделирующие один этаж сооружения или одну секцию многосекционного здания, хотя возможны и другие условия группировки (например, блоком можно объявить все колонны здания).

Такой подход к моделированию часто используется в системах автоматизированного проектирования архитектурной части проекта, что создает предпосылки к переходу от архитектурной модели к расчетной и, в какой-то мере, упрощает создание геометрии расчетной схемы, для которой архитектурная модель может служить подосновой.

**Структура модели.** В общем виде модель объекта представляется в виде четырехуровневой древовидной структуры — «модель» (рис. 1,*а*), «блок» (рис. 1,*б*), «группа однотипных элементов», «элемент» (рис. 1,*з*).

Блоки и элементы могут иметь уникальные имена (идентификаторы). Кроме того, элементы имеют порядковые номера в составе модели.

Структуризация дает возможность создавать модель как совокупность конструктивных элементов определенного типа, сохраняя за элементами (в том числе и за конечными элементами детализированной расчетной схемы) признак принадлежности к конкретному конструктивному элементу на всех этапах преобразования — формирования расчетной схемы, расчета, анализа результатов и конструирования.

Структура модели отображается в виде дерева проекта (рис. 1, в), которое строится автоматически по ходу формирования модели.

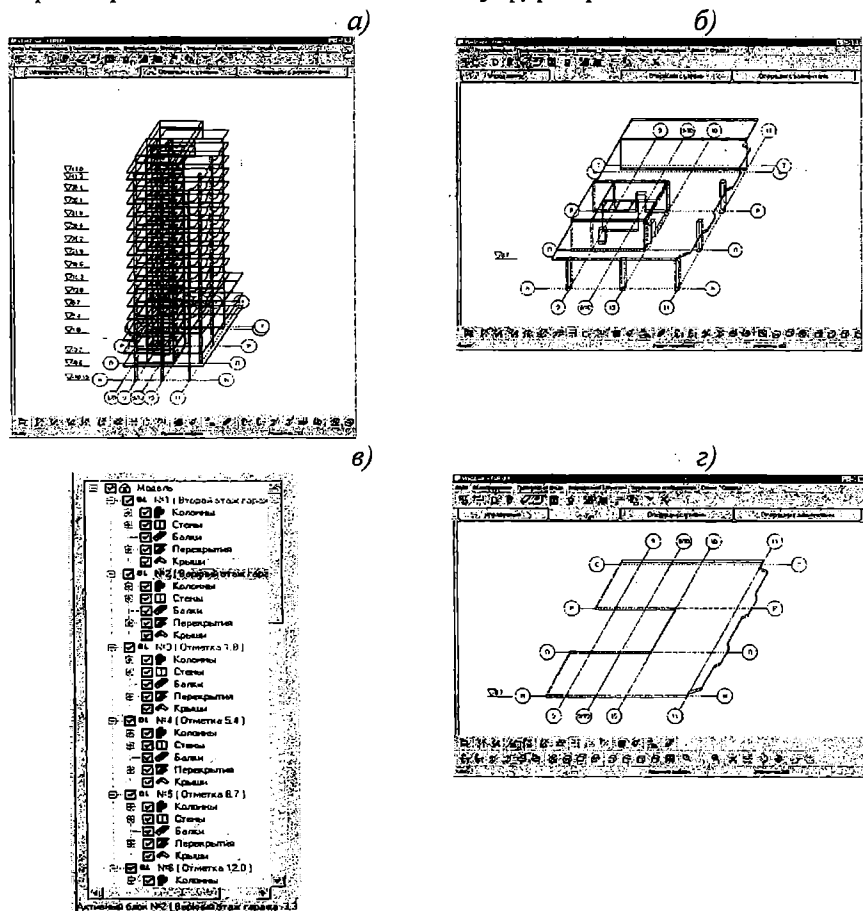


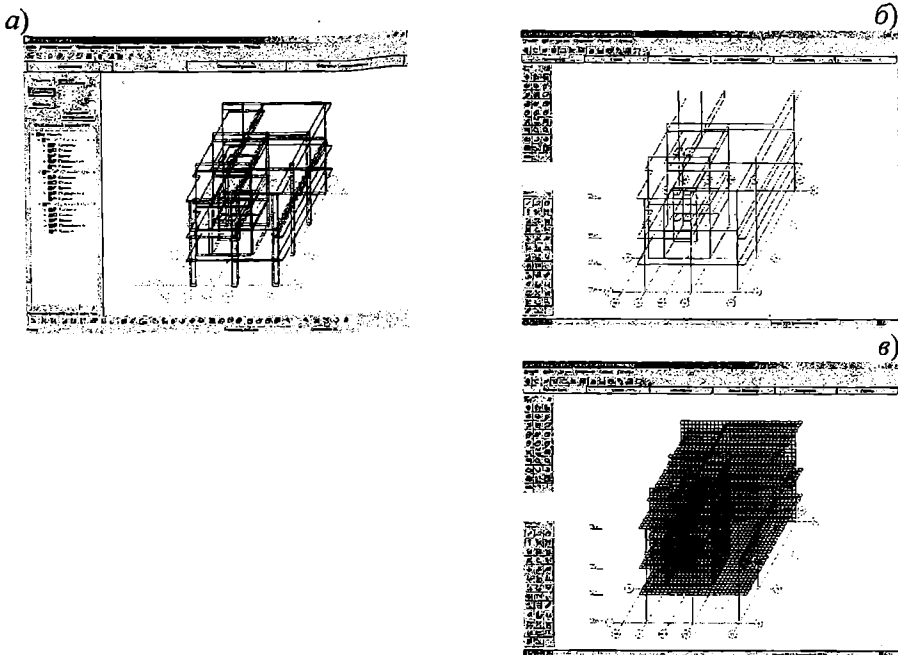
Рис. 1. Структура модели: а — полная модель здания; б — блок (этаж на отметке 8.7); в — представление древовидной структуры модели в программе; г — элемент (перекрытие на отметке 8.7)

Позиционирование элементов в модели выполняется путем их привязки к узлам. Узлы могут вводиться в модель как точки пересечения разбивочных (координационных) осей или с помощью операций ввода узлов.

Блоки могут иметь разный физический смысл, например, этажи, отдельно стоящие части сооружения, части здания, разделенные температурным швом и т.п. В некоторых случаях блоки создаются автоматически. Это происходит при выполнении операции копирования блока, а также при импорте данных из архитектурных систем (например, ArchiCAD®).

**Работа с укрупненной моделью.** Поскольку укрупненная модель имеет четкую привязку к идеологии конечно-элементного описания детальной расчетной модели, то появляется возможность автоматического перехода к расчетной схеме. Из упомянутых выше объектов: (колонна, балка, стена, перекрытие и покрытие) первые два типа являются двухузловыми объектами, и в конечноэлементной расчетной схеме моделируются стержнями. Три последних могут иметь произвольное число узлов, включать внутренние контуры, моделирующие проемы и отверстия, и в процессе преобразования в расчетную схему разбиваются на трех- и четырехузловые элементы оболочки, плиты или балки-стенки.

При задании элементов выполняется ввод их геометрических параметров и характеристик материала, из которого они изготовлены. В программе предусмотрена возможность копирования свойств ранее введенных элементов при вводе новых, а также-корректировка геометрии элементов.



*Рис. 2. Преобразование укрупненной модели в детальную*

Для того, чтобы перейти от укрупненной модели к расчетной схеме, необходимо для стержневых объектов выполнить операции замены типа на соответствующие типы стержневых элементов, а для плоскостных

— выполнить сеточное разбиение (в комплексе предусмотрено автоматическое распознавание выбранного плоскостного объекта как контура для такого разбиения). При этом такие параметры, как характеристики материала, форма и размеры сечения, заданные для укрупненных объектов, сохраняются для всех полученных конечных элементов. На рис. 2 показано представление модели в препроцессоре ФОРУМ (рис. 2,а) и комплексе SCAD — укрупненной (рис. 2,б) и после сеточного разбиения (рис. 2,в).

**Генерация конечноэлементной модели.** Преобразование укрупненной модели в детальную расчетную схему связано с сеточным разбиением укрупненных элементов. При этом одной из самых сложных проблем является решение задачи увязки и стыковки сеточного разбиения для смежных объектов.

Простейший подход, основанный на использовании единого шага сетки для всех объектов схемы, чаще всего приводит к неоправданно большой размерности задачи и, как следствие, сложности контроля исходных данных, увеличению времени счета, ограниченным возможностям глубокого анализа результатов. Как правило, опытные расчетчики гибко используют возможности локального сгущения сетки для анализа наиболее ответственных участков конструкции и применяют весьма крупные конечные элементы на тех участках, для которых главным является, например, сбор нагрузок.

Для увязки конечно-элементных сеток различных плоскостных элементов необходимо в первую очередь увязать между собой их границы, т.е. контуры элементов. Для этого вводится единый шаг разбивки контуров. Этот шаг постоянен для внешних и внутренних контуров элементов, а также для стержневых элементов, попавших внутрь контура плоскостных элементов.

Независимо от значения шага разбиения контуров, для стен, перекрытий и покрытий могут быть заданы собственные значения шага сетки. Это позволяет, например, сделать относительно мелкую сетку на перекрытиях, где предполагается выполнять подбор арматуры, и редкую сетку на стенах, которые будут использованы в модели только для сбора ветровых нагрузок. Для стыкующихся объектов оказываются совпадающими некоторые части их контура и при генерации сетки узлы, лежащие на таких участках, полагаются принадлежащими обоим контурам, что позволяет согласовать сеточные разбиения с различными шагами на смежных объектах.

Предусмотрена возможность сгущения сетки под колоннами, когда в процессе генерации сетки конечных элементов в точках примыкания колонн к перекрытиям сетка будет формироваться с учетом размеров сечений колонн. Кроме того, выполняется автоматическое построение линий пересечения плоскостных объектов, лежащих в разных плоскостях, и генерация сетки с учетом линий пересечения.

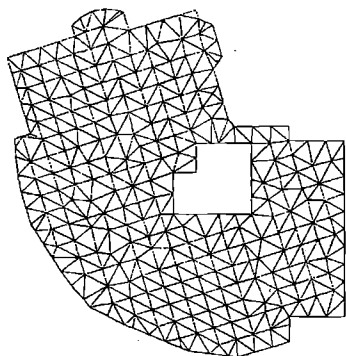
Само сеточное разбиение выполняется генератором сеток с использованием контурных узлов и с выполнением следующего условия: расстояние между узлами сеточной области не превышает заданного. Это



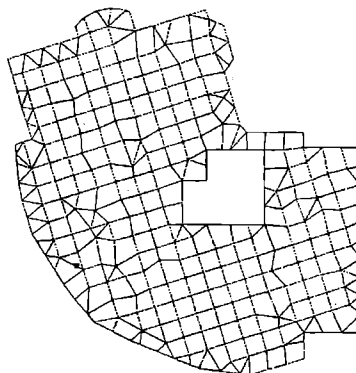
ограничение может относиться к группе элементов типа стена или перекрытие и быть различным для разных блоков.

Сеточный генератор порождает, как правило треугольную сетку (рис. 3,а) конечных элементов, но можно потребовать, чтобы максимально возможное число треугольников было бы попарно объединены в четырехугольники. Кроме того, предусмотрены и другие методы построения сеток, например, контур может быть разделен на прямоугольные подобласти, каждая из которых дробится только на четырехугольные (по возможности прямоугольные) элементы с использованием соответствующей настройки (рис. 3,б).

а)



б)



*Рис. 3. Разные варианты сеток конечных элементов*

### **Переход от архитектурного решения к расчетной схеме.**

Переход от архитектурного решения к расчетной схеме можно представить в виде следующей последовательности операций:

1. Построение на основе внутреннего представления данных архитектурной системы укрупненной конструктивной модели здания, состоящей из таких объектов, как колонны, балки, стены, перекрытия (плиты) и покрытия;

2. Удаление из конструктивной модели объектов, которые не включаются в расчетную схему, например, перегородок, элементов ограждения, архитектурных деталей и т.п.;

3. Уточнение, если это необходимо, положения объектов в конструктивной модели и дополнение ее новыми элементами, не учтенными в архитектурном решении;

4. Автоматическое или управляемое пользователем построение сетки конечных элементов с одновременным назначением жесткостных характеристик конечным элементам;

5. Задание условий опирания и примыкания элементов;

6. Ввод нагрузок и специальных исходных данных.

Последние две операции выполняются в комплексе SCAD, где, кроме того, могут быть внесены дополнительные изменения в расчетную схему.

Естественно, что расчетная схема не является копией архитектурного решения. Однако основные размеры, привязки колонн и несущих стен, очертания перекрытий, положение проемов и отверстий во многом повторяют заданное архитектором. Это позволяет выполнить автоматизированное построение только укрупненной расчетной модели на основе данных архитектурного решения. Автоматическое построение детальной расчетной схемы на основе укрупненной модели возможно (и то не до конца) лишь для очень узкого класса простых объектов. Связано это с тем, что большинство систем прочностного анализа конструкций базируется на методе конечных элементов и для их расчетных схем, кроме геометрических данных, которые могут быть заимствованы из архитектурного проекта и дополнены построением сетки конечных элементов, следует еще указать условия опирания и примыкания, данные о физико-механических характеристиках материалов, а также сведения о нагрузках.

Параллельно с преобразованием укрупненной модели в расчетную схему выполняется формирование групп элементов. Правила объединения элементов в группы задаются пользователем и позволяют объединять элементы одного вида, например, колонны или стены на заданной отметке, все элементы, входящие в один блок и др. В процессе корректировки и контроля расчетной схемы, а также анализа и вывода результатов расчета группы могут использоваться для указания элементов при фрагментации, графическом и табличном представлении данных и в операциях конструирования (например, для создания конструктивных элементов).

Среди архитектурных систем, для которых разработаны программные средства экспорта данных в форматы проекта препроцессора ФОРУМ, такие популярные системы как ArchiCAD®, ALLPLAN®, МАЭСТРО®, MicroStation Structure for TriForma® и ряд других.

## ЛИТЕРАТУРА

1. *Картиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В. и др. SCAD для пользователей.* — Киев: Компас, 2000.

**ТЕХНИКА КОНТРОЛЯ ПАРАМЕТРОВ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ****Э.З.Криксунов, А.В.Перельмутер («SCAD-Group», г. Киев)**

1. Анализ работы сложной многоэлементной системы создает не только проблемы вычислительной механики, но также ряд эргономических проблем, без решения которых нельзя создать хорошо работающую программную систему. Это связано с преодолением противоречия между огромными вычислительными возможностями программных средств и ограниченной способностью человека к осознанию и анализу больших объемов входной и результирующей информации.

Особенно остро эта проблема встает при численном анализе объектов строительства, где велик не только размер задачи, но и число задаваемых параметров. Довольно типичным и совсем не рекордным является пример, схемы, которая содержит более 23 тысяч узлов, 35,5 тысяч элементов различного вида (стержни, пластины, оболочки, упругие связи), которые имеют более ста различных наборов жесткостных параметров. Расчет выполняется на 15-20 разных вариантов нагружения, в каждом из которых присутствует сотни различных компонент узловой и распределенной нагрузки. Полный объем результирующей информации в задаче такого типа может составить более тысячи страниц табличного текста.

Известно, что в задачах большой размерности вероятность появления ошибки в исходных данных резко возрастает. Исследования по инженерной психологии говорят о приблизительно степенной зависимости вероятности человеческой ошибки от объема перерабатываемой человеком информации. Еще более трудную задачу представляет собой анализ больших объемов результирующей информации, здесь практически невозможно найти, экстремальные значения, нерегулярности и аномалии или другие данные, представляющие интерес для расчетчика

Любой современный вычислительный комплекс оперирует с достаточно разнородными данными, с помощью которых описываются свойства конечных элементов, узлов, нагрузок и т.п. При решении задач большой размерности всю эту информацию трудно рассматривать одновременно, а использование стандартного подхода, основанного на выделении фрагментов, не всегда удобно. В частности, это неудобство дает о себе знать при попытке проследить за тем, как некоторый фактор соотносится с системой в целом, например, как в системе располагаются элементы, обладающие вполне определенной жесткостью.

Для облегчения анализа входной информации и результатов расчета используются специальные инструментальные средства, встраиваемые в пре- и постпроцессоры расчетных программ. Ниже приведено описание такого набора средств для комплекса SCAD [1, 2], который является достаточно типичным для современного подхода.

2. Стараясь облегчить пользование системой, содержащей сотни функций и операций управления, в SCAD широко использован цвет для

выделения объектов с одинаковыми свойствами. Практически все характеристики элементов и узлов могут быть представлены в виде цветовых шкал и маркеров. К ним относятся жесткости и типы элементов, направления связей, суммарные нагрузки и количества нагрузок. Цветом выделяются группы узлов и элементов, объединений перемещений, конструктивные элементы и т.п.

Основным инструментом для работы с цветом являются цветовые шкалы, которые кроме чисто информационных функций включают различные элементы управления. Эти средства могут быть использованы для фрагментации схемы по заданным в шкале свойствам объектов, например, по значениям коэффициентов упругого основания, а также для цветового выделения на полной расчетной схеме только указанной группы объектов.

Управление цветовыми шкалами позволяет менять цвет отображения, а в случае анализа результатов расчета — изменять диапазоны при построении изополей исследуемых факторов, включая их построение с неравномерной шкалой, отображение только полей минимаксных значений или в заданном интервале.

Многолетний опыт эксплуатации системы SCAD показал, что цветовое разделение свойств является наглядным и доступным, позволяет легко фиксировать аномалии, а предусмотренная в системе возможность управление цветовой шкалой обеспечивает гибкость использования этого инструмента.

3. Управление отображением параметров расчетной схемы выполняется с помощью системы фильтров и маркеров, в основу действия которых положен принцип визуализации на схеме только заданного набора информации, а также удаление информации, которая в данный момент не представляет оперативного интереса. По отдельности и в любых комбинациях можно, например, получить информацию, касающуюся элементов определенного типа или занимающих определенное пространственное положение.

В отличие от маркеров, которые только инициализируют вывод на экран необходимой информации, фильтры имеют средства индивидуальной настройки, с помощью которых можно сузить диапазон выдаваемых характеристик до требуемого уровня, например, показать только те связи, в которых присутствует заданное направление, или только нагрузки указанного вида и значения. Во многих случаях можно выбрать способ отображения информации, например, алфавитно-цифровой или с помощью цветовой шкалы, а также комбинировать результаты работы нескольких фильтров одновременно. На рис. 1,а показан пример одновременной работы фильтров удаления невидимых линий и цветового отображения жесткостных характеристик элементов. Здесь следует отметить, что реалистичное отображение сечений стержневых элементов позволяет не только проконтролировать правильность выбора сечений, но и их положение в расчетной схеме (ориентацию главных осей).

На аналогичных идеях поиска отклонений от общей закономерности построен контроль жесткостных параметров в форме спектра жестко-

стей (рис. 1,б), где в графической форме представлены все значения жесткости элементов, фигурирующие в задаче.

Одним из наиболее распространенных источников ошибок являются нагрузки. Имеется возможность выделения из всех нагрузок, заданных в текущем загрузении, только одной, указанного вида, направления и значения. Эта функция позволяет оперативно менять ошибочно заданные значения вполне конкретной нагрузки. Кроме того, цветовая карта суммарных значений распределенных нагрузок позволяет легко найти элементы и узлы с ошибочными данными или пропущенные при задании нагрузки (рис. 2), которые, как правило, резко выделяются на фоне правильных значений.

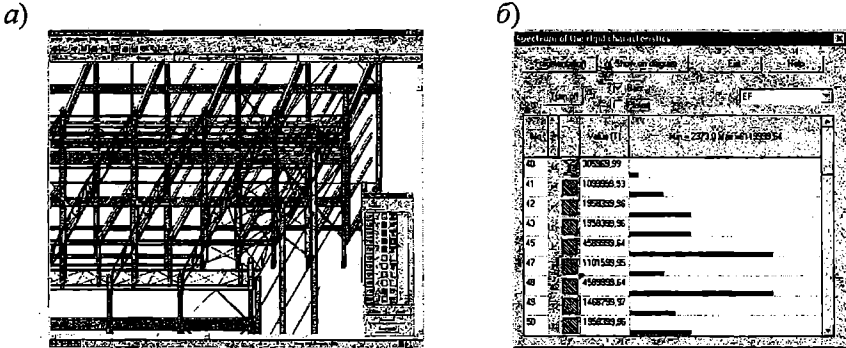


Рис. 1. Пример отображения жесткостей: а — одновременное изображение формы сечений и цветовой шкалы; б — спектр жесткостей

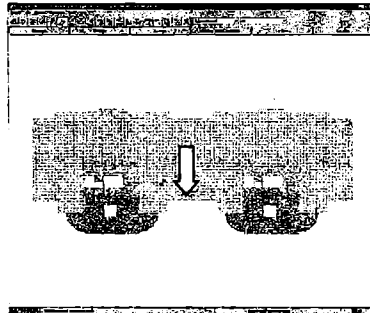


Рис. 2. Цветовая карта значений нагрузок (стрелкой указана ошибка)

Цветовые карты могут быть использованы и для контроля направления местных осей конечных элементов, в частности ориентации нормали у пластинчатых и оболочечных элементов, а также для выделения на схеме таких труднодоступных другими средствами деталей, как совпадающие узлы или элементы.

Аналогичным образом контролируются и многие другие параметры расчетной схемы, что позволяет, наряду с логическим анализом, доста-

точно просто выявить и устранить многие неточности модели еще на стадии ее создания.

4. Практически любая программная система организует проверку корректности исходных данных. Чаще всего это выполняется специальным препроцессором и здесь очень важна степень интеллектуальности такого препроцессора и принятые в нем настройки параметров.

Например, при проверке совпадения координат узлов важную роль играет параметр точности такого совпадения, особенно в тех случаях, когда по команде расчетчика реализуется удаление совпадающих узлов, поскольку чаще всего наличие узлов, расположенных в одной точке пространства, свидетельствует об ошибке в исходных данных. Отсюда стремление к ожесточению такой проверки и уменьшению параметра допустимого несовпадения координат. С другой стороны малое значение допустимого несовпадения может оказаться помехой при "сборке" системы из различных подсистем, у которых координаты узлов не могут иметь абсолютно точные значения.

Кроме идентификации совпадающих узлов полезна функция поиска совпадающих элементов, их наличие обычно свидетельствует об ошибках, хотя и совпадающие узлы и совпадающие элементы могут использоваться вполне сознательно. Но даже в этом случае возможность их идентификации является очень полезной.

Весьма полезной информацией является выдача сведений о значении суммарной нагрузки на систему. Эти данные позволяют легко обнаруживать грубые ошибки.

Контроль задачи выполняется и при ее решении. В процессе решения задачи могут быть обнаружены такие ошибки модели, как геометрическая изменяемость, о чем свидетельствует появление нулевых собственных частот и соответствующих форм собственных колебаний, которые в данном случае показывают возможные движения механизма, каким является изменяемая система.

5. Результаты статического и динамического расчетов сложной системы, представленные в числовой форме, содержат такие огромные массивы данных, что их осмысление и анализ практически невыполнимы. Мало помогает и предусмотренная в большинстве программных систем возможность выборочной печати результатов, поскольку расчетчик не всегда знает, какие из них окажутся критическими.

Намного большая наглядность достигается при графическом отображении результатов в виде эпюр, цветовых карт и изополей, при котором происходит серьезное сжатие информации, и она приобретает наглядность.

Но и это не всегда позволяет качественно произвести анализ, поскольку для системы в целом графическая информация может оказаться визуально недоступной (рис. 8,а), а при ее фрагментации восстанавливается наглядность, но возникает новая проблема — поиск того фрагмента, на котором реализовались интересующие пользователя значения тех или иных результатов расчета. Решение этой задачи для сложной схемы, содержащей десятки и сотни тысяч узлов и элементов, совсем нетривиально.

Например, на рисунке 3,а показана расчетная схема с нанесенными изополями вертикальных перемещений, на которой не видно области с максимальными значениями.

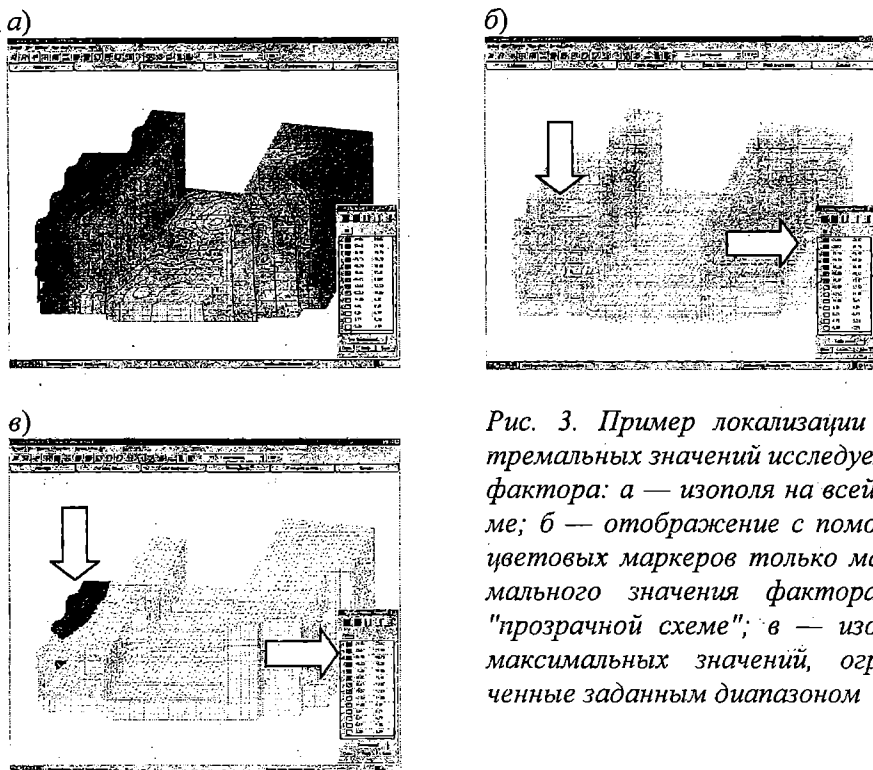


Рис. 3. Пример локализации экстремальных значений исследуемого фактора: а — изополя на всей схеме; б — отображение с помощью цветных маркеров только максимального значения фактора на "прозрачной схеме"; в — изополя максимальных значений, ограниченные заданным диапазоном

Выходом из положения может служить предложенный в комплексе SCAD прием, основанный на управлении цветовым отображением. На первом шаге с помощью цветовой карты исследуемого фактора на "прозрачной схеме" отыскивается место, где реализовались интересующие значения (рис. 3,б), а затем выдаются в цвете только те части изополя, которые принадлежат исследуемому диапазону значений, с отключением всех прочих уровней (рис. 3, в). Таким образом выполняется локализация «критических» значений результатов расчета.

Общая картина, которую дает графическое представление результатов расчета в наибольшей степени соответствует знаменитому тезису Хемминга, что целью расчета является не число, а понимание. Однако после анализа общей картины всегда требуется обратиться к численным результатам, которых уже могут быть сознательно выбраны из общего потока.

6. Полезно указать на такое универсальное средство отображения особенностей напряженно-деформированного состояния системы, как картина распределения энергии деформаций. Если энергетическая картина построена с учетом влияния матрицы геометрической жесткости, то появляется возможность относить отдельные части системы (вплоть до отдельных ее элементов) к одному из следующих двух классов: к классу

удерживающих и к классу толкающих элементов (или частей) системы [2]. Удерживающие элементы способствуют сохранению устойчивости равновесия системы, тогда как роль толкающих элементов отрицательна, поскольку именно они понуждают (подталкивают) механическую систему к потере ею устойчивости.

Проверка роли отдельных подсистем производится при подсчете значения энергии, накапливаемой в различных частях системы, при ее деформировании по форме потери устойчивости. Для системы в целом эта энергия равна нулю, а те ее части где энергия неположительная относятся к толкающим, в то время, как части системы с положительной энергией деформаций, можно отнести к удерживающим.

На основании численных значений энергии толкающие элементы системы могут быть ранжированы по степени их «виновности» в наступлении критического состояния системы поскольку вклад каждого из элементов системы в общий ее энергетический баланс может служить удобной количественной мерой ее ответственности за устойчивость равновесия.

7. Из сказанного выше следует, что контроль корректности больших потоков входной и выходной информации является серьезной проблемой при практическом использовании методов вычислительной механики для ряда инженерных приложений. Эта проблема не является только проблемой программной реализации расчетных процедур, а касается самой сути решаемой задачи. Используемые для этой цели специальные средства нуждаются в анализе и совершенствовании не в меньшей мере, чем собственно методы вычислений и заслуживают внимания специалистов по вычислительной механике.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В. и др. *SCAD для пользователей*. — К.: Компас, 2000.
2. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. *Расчетные модели сооружений и возможности их анализа*. Изд. 2-е. — К.: Сталь, 2002.



## АГРЕГАТНЫЙ МНОГОУРОВНЕВЫЙ МЕТОД КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ АНАЛИЗА БОЛЬШИХ ЗАДАЧ - МОДЕЛЕЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

С.Ю.Фиалко («SCAD-Group», г. Киев)

Предлагается высокопроизводительный итерационный метод решения больших систем линейных алгебраических уравнений с симметричной положительно определенной матрицей жесткости, возникающей в результате применения метода конечных элементов на основе вариационного принципа Лагранжа. Метод разработан для использования в коммерческой МКЭ программе Robot Millennium, а в настоящее время в существенно улучшенном варианте внедряется в МКЭ программу SCAD. Это метод сопряженных градиентов с агрегатным многоуровневым предобуславливанием.

Большинство задач механики строительных конструкций являются плохо обусловленными вследствие значительного разброса жесткостей, нерегулярности геометрической формы и конечноэлементной сетки, сопряжения разнотипных конечных элементов, наличия тонкостенных объектов (пластин и оболочек) и т.д. В случае плохой обусловленности классические итерационные методы сходятся либо медленно, либо вообще не сходятся [1], [3], [8].

Предобуславливание является одним из наиболее эффективных способов борьбы с плохой обусловленностью и состоит в следующем. Пусть

$$Kx = b \quad (1)$$

— исходная система уравнений, где  $K$  - положительно определенная симметричная матрица жесткости,  $x, b$  — векторы решения и правой части. Перейдем решению другой задачи

$$B^{-1}Kx = B^{-1}b \quad (2)$$

где  $B^{-1}$  — матрица предобуславливания, имеющая тот же порядок, что и матрица  $K$ . Если  $B > 0$  (положительно определено), сконструировано так, что вспомогательная система уравнений

$$Bz = r \quad (3)$$

решается быстрее, чем (1) и  $C(B^{-1}K) < C(K)$  (число обусловленности оператора задачи (2) меньше, чем число обусловленности оператора исходной задачи (1)), то сходимость (2) будет быстрее, чем (1) (см. [8]): Здесь  $r$  — вектор невязки ( $r = b - Kx$ ), а вектор  $z$  возникает в результате введения предобуславливания ([1], [5], [6], [7], [8]).

Обзор используемых в настоящее время методов предобуславливания приведен в [8]. В данной работе разработано агрегатное многоуровневое предобуславливание.

Характерной чертой многоуровневых методов [3], [4] является наличие модели грубого уровня, которая должна быть в определенном

смысле топологически подобна исходной МКЭ модели и аппроксимировать медленно сходящиеся нижние моды решения [3], [4]. Тогда сходимость по высоким (как правило, быстроосциллирующим модам) обеспечивается в процессе сглаживания. Для не слишком плохо обусловленных задач многоуровневые методы обладают быстрой сходимостью.

Метод сопряженных градиентов с многоуровневым предобуславливанием объединяет достоинства как многоуровневых методов, так и метода сопряженных градиентов, что особенно ценно в случае плохой обусловленности. При этом вместо явного задания матрицы  $\mathbf{B}$  и решения системы уравнений (3) используется следующая неявная процедура:

-Сужение вектора невязки на модель грубого уровня:  $r_C = \mathbf{Q}^T r_F$ .

-Решение задачи для модели грубого уровня  $K_C z_C = r_C$ , где  $K_C = \mathbf{Q}^T K \mathbf{Q}$ .

-Пролонгирование вектора решения на уровень исходной МКЭ модели:  $z_F^* = \mathbf{Q} z_C$ .

-Сглаживание быстроосциллирующих компонент вектора  $z_F^* \rightarrow z_F$ .

Здесь нижние индексы  $C, F$  означают соответственно модели грубого уровня и исходную МКЭ модель, а прямоугольные матрицы  $\mathbf{Q}, \mathbf{Q}^T$  устанавливают взаимосвязь исходной МКЭ модели и модели грубого уровня.

В данной работе для построения модели грубого уровня используется идея агрегатного подхода [2]. Суть ее состоит в наложении локальных жестких связей на соседние группы узлов исходной МКЭ модели. В результате модель грубого уровня (агрегатная модель) представляет собой механическую систему, состоящую из системы неперекрывающихся локальных жестких дисков (агрегат), соединенных между собой тем, что осталось от конечных элементов после наложения жестких связей. Отметим, что в отличие от [2], данный метод использует более эффективную схему метода сопряженных градиентов, более быстрый алгоритм автоматической агрегации (формирования агрегатной модели), эффективный метод формирования матрицы жесткости агрегатной модели  $K_C$  в технологии «элемент-по-элементу», а также неявные алгоритмы построения операторов сужения-пролонгирования  $\mathbf{Q}^T, \mathbf{Q}$ , экономящие объем требуемой оперативной памяти. Подробно данный подход изложен в [1], [5], [6], [7].

Построение агрегатной модели полностью автоматизировано и не требует от пользователя никаких дополнительных усилий.

Достоинством агрегатного многоуровневого метода конечных элементов по сравнению с известными многосеточными методами [3], [4] являются его четкая механическая концепция, возможность работать не только с моделями континуальных объектов (пластинами, оболочками и объемными телами), но и со стержневыми системами и любыми комбинациями стержневых КЭ, КЭ оболочек, пластин и объемных тел, а также со специфическими КЭ типа жестких связей, совместимых узлов и т.д. При этом метод сохраняет быструю сходимость, характерную для многосеточных методов, а также обладает высокой надежностью в случае плохо обу-

словленных задач. Метод работает на библиотеке стандартных конечных элементов и не требует разработки специфических иерархических КЭ, на чем часто строятся многосеточные методы  $p$ -подхода [8].

Следующие примеры иллюстрируют это. Для оценки эффективности предложенного подхода проводится сопоставление времени решения с разработанным автором и внедренным в коммерческие МКЭ программы Robot Millennium и SCAD многофронтальным методом (MFM) [1], тонко учитывающим разреженную структуру матрицы жесткости (упорядочение по алгоритму минимальной степени), с итерационным методом ICCF (метод сопряженных градиентов с предобуславливанием типа неполной факторизации Холецкого [8]) и с профильным методом (упорядочение по обратному алгоритму Катхилла-Макки). Профильный метод и метод ICCF являются традиционными, а агрегатный многоуровневый метод AEBEIS и многофронтальный MFM основаны на современных вычислительных технологиях.

Для итерационных методов итерации продолжают до достижения точности  $(\|b - Kx\|_2 / \|b\|_2) \wedge (\|b - Kx\|_\infty / \|b\|_\infty) \leq 1.0 \times 10^{-3}$ , которая является достаточной для подавляющего большинства практических приложений.

Важным достоинством агрегатного многоуровневого метода AEBEIS и многофронтального метода MFM является то, что они не требуют от пользователя никакой дополнительной работы. Оба эти метода используют только обычные данные метода конечных элементов и операции на графе смежности.

*Задача 1.* На рис.1 изображена МКЭ модель церкви, состоящая из оболочечных и стержневых конечных элементов. МКЭ модель создана с помощью объектного графического препроцессора ФОРУМ, входящего в состав вычислительного комплекса SCAD. Расчетная модель обладает сложной геометрией и практически не содержит строго повторяющихся подсистем, поэтому применение методов, ускоряющих решение за счет учета тех или иных видов симметрий, нецелесообразно. Каждый из рассмотренных здесь методов не содержит никаких требований к симметрии системы, и в этом смысле это методы универсальные. В таблице 1 приведено сопоставление эффективности рассмотренных методов.

Поскольку определить непосредственно число обусловленности матрицы жесткости для таких сложных задач не представляется возможным, косвенное суждение об обусловленности будем делать на основе количества итераций, необходимых для получения решения с указанной выше точностью методом сопряженных градиентов с предобуславливанием типа неполной факторизации Холецкого ICCF. Внушительное количество итераций свидетельствует о плохой обусловленности задачи.

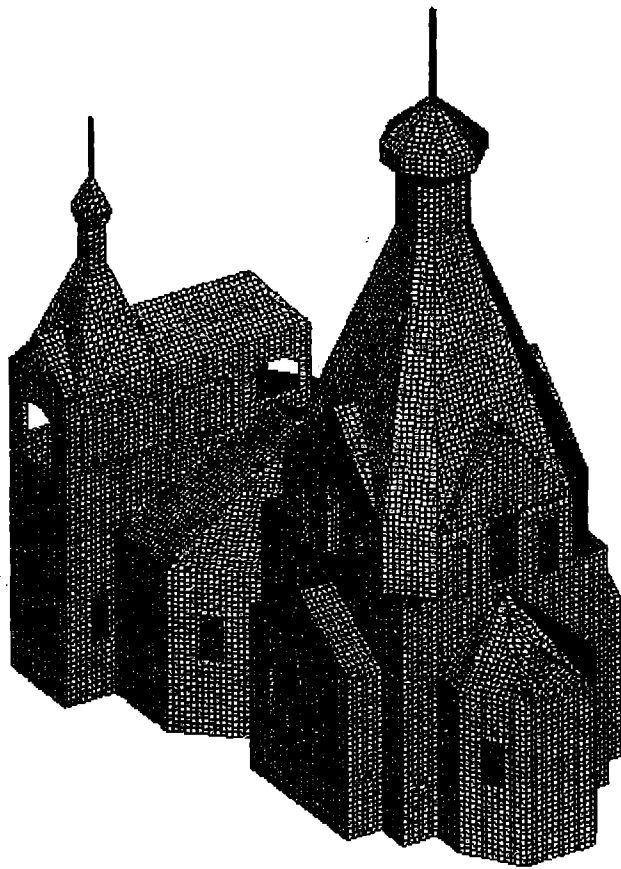


Рис.1. МКЭ модель церкви содержит 52 752 узлов, 55 602 конечных элементов и 316 509 уравнений

Таблица 1

Сравнение эффективности решения для задачи 1, рис.1.

Компьютер: Pentium-III (Intel 1000 МГц, оперативная память 512 МБ)

Метод	Продолжительность решения	Длина факторизованной матрицы жесткости, МВ	Количество итераций
Профильный	>> 25 часов	8 896	—
ICCF	1 ч 36 мин 20 с	—	6055
MFM	43 мин 45 с	720	—
AEVEIS	26 мин 43 с	—	123

Задача 2. На рис.2 изображена модель многоэтажного здания. Задача взята из коллекции фирмы RoboBAT, в которую поступила из Аргентины. МКЭ модель содержит сильно нерегулярную сетку, приводящую к плохой обусловленности (количество итераций ICCF метода составило 6815 -см. табл.2). Конструкция также не содержит практически ни одного

повторяющегося этажа, что не дает возможности применить методы, использующие симметрию.

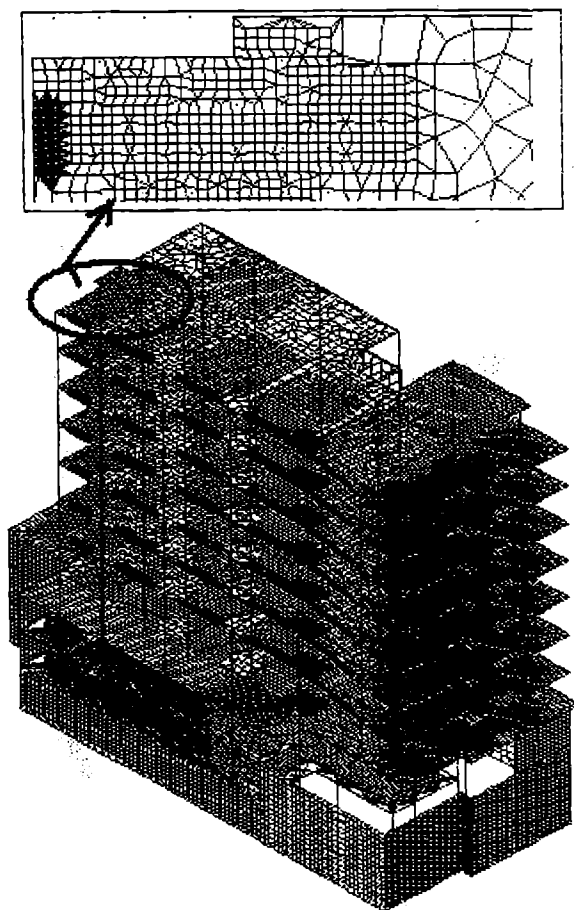


Рис.2. МКЭ модель многоэтажного здания содержит 91 089 узлов, 96 656 конечных элементов и 544 410 уравнений.

Таблица 2

Сравнение эффективности решения для задачи 2, рис.2. Компьютер: Pentium-III (Intel 1000 МГц, оперативная память 512 МБ)

Метод	Продолжительность решения	Длина факторизованной матрицы жесткости, МВ	Количество итераций
Профильный	23 ч 30 мин	5 830	—
ICCF	2 ч 58 мин 48 с	—	6815
MFM	35 мин 22 с	763	—
AEVEIS	16 мин 43 с	—	70

Задача 3. МКЭ модель реакторного блока (рис. 3) взята из коллекции задач SCAD Soft. Задача представляет собой пластинчатую оболочечную систему, состоящую из коробчатых секций - помещений. Обычно такие задачи тяжело решаются прямыми методами, поскольку структура уровней графа смежности имеет высоту и ширину одного порядка. Результаты приведены в табл. 3.

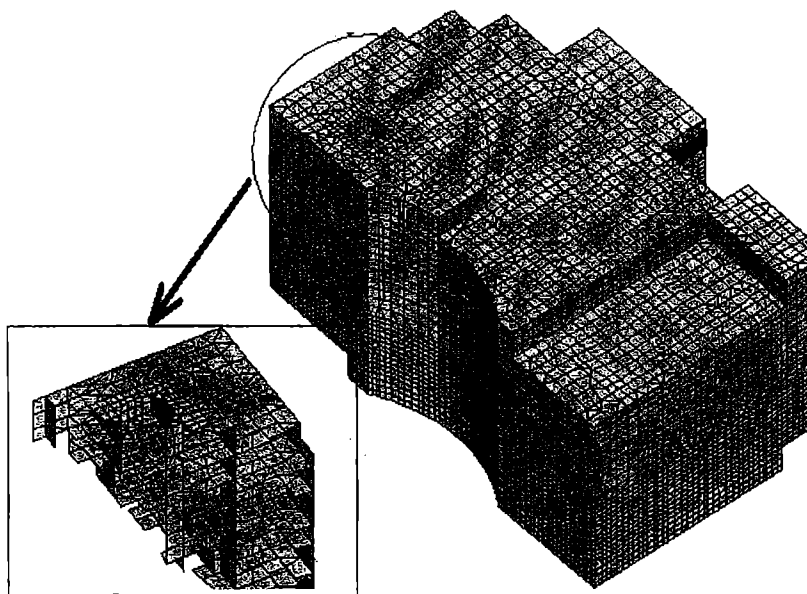


Рис. 3. МКЭ модель реакторного блока содержит 35 658 узлов, 62 557 элементов, 213 948 уравнений. Исследуется 16 нагружений (16 правых частей).

Таблица 3

Сравнение эффективности решения для задачи 3, рис.3, содержащей 16 правых частей. Компьютер: Pentium-III (Intel 1000 МГц, оперативная память 512 МБ)

Метод	Продолжительность решения	Длина факторизованной матрицы жесткости, МВ	Количество итераций на нагружение
Профильный	27 ч 47 мин 20 с	7 285	—
ICCF	25 мин 38 с	—	214 / 94 / 151 / 121 / ...
MFM	9 ч 40 мин 27 с	1 486	—
AEBEIS	27 мин 32 с	—	43 / 8 / 34 / 19 / ...

**Заключение.** Первые две задачи достаточно плохо обусловлены, о чем свидетельствует медленная сходимость традиционного (и достаточно мощного) итерационного метода ICCF. Тем не менее представляемый здесь агрегатный многоуровневый метод АЕВЕИС позволил получить более быстрые решения, чем высокоэффективный многофронтальный метод. Третья задача оказалась тяжелой даже для МФМ. Вследствие хорошей обусловленности метод ICCF по времени счета несколько превзошел АЕВЕИС, поскольку для «хорошей задачи» и простое предобуславливание работает эффективно, а в отличие от сложного агрегатного многоуровневого предобуславливания формируется очень быстро.

Таким образом, представляемый здесь агрегатный многоуровневый метод обладает устойчивой сходимостью даже в случае плохой обусловленности, поэтому он с успехом может использоваться как эффективный инструмент для решения больших МКЭ задач строительной механики.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Фялко С.Ю. Сопоставление прямых и итерационных методов решения больших конечно-элементных задач строительной механики. - В кн. Перельмутер А.В., Сливкер, В.И./ Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. - 2-е изд. Киев, 2002. С. 552 - 569.
2. Bulgakov V.E., Belyi M.E., Mathisen K.M. Multilevel aggregation method for solving large-scale generalized eigenvalue problems in structural dynamics// *Int. j. Numer. Methods Eng.*, 1997, 40, 453 - 471.
3. Brandt A. Multi-level adaptive solutions to boundary-value problems// *Mathematics of Computations*, 1977, 31, N 138, 333-390.
4. Hackbush W., Trottenberg U. *Multigrid Methods*. Springer-Verlag, Berlin: 1992.
5. Fialko S.Yu. High-performance aggregation element-by-element iterative solver for large-scale complex shell structure problems. *Archives of Civil Engineering*, XLV, 2, 1999. P.193-207.
6. Fialko S.Yu. High-performance aggregation element-by-element Ritz-gradient method for structure dynamic response analysis// *CAMES*, 7, 2000. P. 537-550.
7. Fialko S. *Aggregation Multilevel Iterative Solver for Analysis of Large-Scale Finite Element Problems of Structural Mechanics: Linear Statics and Natural Vibrations*. LNCS 2328. P. 663 ff.
8. Papadrakakis M, *Solving large -scale problems in mechanics*. John Wiley & Sons Ltd., 1993.

## ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД РАСЧЁТА ПРЕДПОСТРОЕЧНОГО УПЛОТНЕНИЯ СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ОСНОВАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ НЕСОВЕРШЕННЫХ ПЕСЧАНЫХ ДРЕН ПРИ ДУХСТОРОННЕЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ ПОРОВОЙ ВОДЫ

А.В. Школа, И.И. Мосичева (ОГАСА, г. Одесса)

В работе [1] рассмотрен случай предпостроечного уплотнения основания, сложенного однородной толщиной слабого глинистого грунта, подстилаемого водоупором.

В практике морского гидротехнического строительства нередки случаи, когда относительно большая толща слабых грунтов подстилается слоем песка, щебня или гравия. На рис. 1 представлена расчётная схема ускорения процесса консолидации слабого основания при применении в этих условиях несовершенных песчаных дрен. Согласно приведенной расчётной схеме расчёт консолидации всего основания мощностью  $H$  сводится к раздельному определению нестабилизированных осадок  $S_t^{H_1}$  (верхнего слоя, в пределах дрен),  $S_t^{H_2}$  (нижнего слоя, под дренами) и последующему их суммированию при одних и тех же значениях времени консолидации  $t$ .

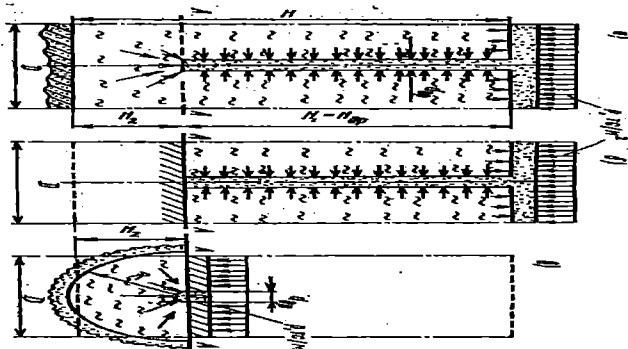


Рис. 1. Расчётные схемы уплотнения основания с несовершенными песчаными дренами: а) всего основания мощностью  $H = H_1 + H_2$ ; б) верхнего слоя мощностью  $H_1 = H \text{ др}$ ; в) нижнего слоя мощностью  $H_2 = H - H_1$ .

Как видно из рис. 1, задача уплотнения слабого основания по указанной расчётной схеме состоит в получении выражения для определения  $S_t^{H_2}$  нестабилизированных осадок нижнего слоя.

Ниже приведено аналитическое решение указанной задачи, основанное на использовании предпосылок теории фильтрационной консолидации грунтов и дополнительного допущения о замене



действительной области уплотнения эквивалентной ей грунтовой полусферой радиусом  $R$ .

Для принятой условной области уплотнения дифференциальное уравнение консолидации, начальное и граничные условия имеют вид [2]:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right); \quad (1)$$

$$u|_{t=0} = p; \quad u|_{r=r_0} = 0; \quad u|_{r=R} = 0, \quad (2)$$

где  $u$  – поровое давление;  $t$  – время;  $C_{vr}$  – коэффициент консолидации;  $r$  – переменный радиус полусферы;  $p$  – величина равномерно распределённой уплотняющей нагрузки;  $r_0$  – радиус дрены;  $R$  – радиус расчётной полусферы, определяющийся по формуле [1].

$$R = 1,453 \sqrt{\left( \frac{D_e}{2} \right)^2 H_2}. \quad (3)$$

Упростим уравнение (1) путём подстановки

$$v = ru. \quad (4)$$

Тогда формула (1) примет вид

$$\frac{\partial v}{\partial t} = C_{vr} \frac{\partial^2 v}{\partial r^2}. \quad (5)$$

Полученное уравнение по своей форме аналогично известному [3] уравнению одномерной задачи уплотнения. Следовательно, рассматриваемая пространственная задача консолидации с помощью подстановки формулы (4) приводится к более простой – квазиодномерной.

Начальное и граничные условия с учётом выражения (4) запишутся:

$$v|_{t=0} = rp; \quad v|_{r=r_0} = 0; \quad v|_{r=R} = 0. \quad (6)$$

Решение уравнения (5) в общем случае, когда  $v|_{t=0} = \varphi(r)$ , имеет вид [4]

$$v_{r,t} = \frac{2}{R - r_0} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \sin \alpha (r - r_0) \exp(-\alpha^2 C_{vr} t) \int_{r_0}^R \varphi(r) \sin \alpha (r - r_0) dr, \quad (7)$$

$$\text{где } \alpha = \frac{\pi n}{R - r_0}.$$

Для рассматриваемого случая, когда  $v|_{t=0} = r$  (при  $p=1$ ), с помощью подстановки  $y = r - r_0$  получим следующее решение интеграла в выражении (7)

$$\int_{r_0}^R r \sin \alpha (r - r_0) dr = \frac{1}{\alpha^2} [\sin \alpha (R - r_0) - \alpha (R - r) \cos \alpha (R - r_0)] + \frac{r_0}{\alpha} [1 - \cos \alpha (R - r_0)]. \quad (8)$$

тирования стальных конструкций HyperSteel и StruCAD, а также путем импорта файлов в форматах DXF и DWG системы AutoCAD и ряда других форматов.

БК SCAD, как и любой современный расчетный комплекс, оперирует с достаточно разнородными данными, с помощью которых описываются свойства конечных элементов, узлов, нагрузок и воздействий и т.д. В связи с этим в нем предусмотрен широкий набор средств для анализа входной и результирующей информации [4].

**Проектно-аналитические программы КРИСТАЛЛ, АРБАТ и КАМИН** позволяют выполнить проверки и расчеты элементов и соединений стальных, железобетонных, каменных и армокаменных конструкций на соответствие требованиям нормативных документов. В основу их разработки положен принцип ориентации на строгое и, по возможности, полное выполнение всех требований, представленных в нормах по проектированию конструкций.

**Программа КРИСТАЛЛ** предназначена для выполнения проверок элементов и соединений стальных конструкций на соответствие требованиям СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

В программе реализованы следующие режимы работы: выбор марок стали; просмотр сортаментов металлопроката и болтов; назначение предельных гибкостей; выбор значений коэффициентов условий работы элементов; определение невыгодных сочетаний нагрузок на изгибаемые элементы; построение огибающих эпюр моментов и поперечных сил. Кроме того в программе вычисляются геометрические характеристики поперечных сечений, реализованы рекомендации СНиП II-23-81\* и Еврокода-3 по определению коэффициентов расчетной длины, определяются коэффициенты использования требований СНиП для любого из предусмотренных программой типов поперечных сечений и для различных конструктивных решений соединений, выполняется проверка местной устойчивости стенок и поясных листов изгибаемых и сжатых элементов. Для таких конструктивов, как элементы ферм, балки и стойки реализованы проверки элементов на прочность, устойчивость и предельную гибкость. Предусмотрен подбор сечений.

**Программа АРБАТ** используется для подбора и проверки существующей арматуры в элементах железобетонных конструкций (неразрезные балки и колонны), а также для вычисления прогибов в железобетонных балках согласно требованиям СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции». Расчет выполняется по предельным состояниям первой и второй группы для расчетных сочетаний усилий (PCY), выбираемых автоматически в зависимости от заданных нагрузок в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия».

Выполняется подбор арматуры в многопролетных балках постоянного сечения (прямоугольного, таврового или двутаврового) и в колоннах (прямоугольного, двутаврового или кольцевого сечений) по предельным состояниям первой и второй группы (прочность и трещиностойкость). Рассматривается плоская работа балки, а также плоская и пространствен-

ная работа колонны (в случае пространственной работы подбор выполняется только по прочности).

В режиме сопротивление сечений определяется несущая способность сечений в зависимости от положения, площади и класса арматуры, класса бетона, условий эксплуатации и допустимой ширины раскрытия трещин. Сечение стержня проверяется на прочность при совместном действии продольной силы и изгибающего момента, изгибающих моментов в двух силовых плоскостях, а также при совместном действии продольной и поперечной сил, трещиностойкость при совместном действии продольной силы и изгибающего момента, а также при совместном действии продольной и поперечной сил.

Вычисляются прогибы в армированной многопролетной балке, обусловленные деформацией изгиба и возникающие под действием заданной нагрузки. Определение кривизны балки выполняется с учетом трещин в растянутой зоне.

Выполняется проверка заданного конструктивного решения прямоугольных монолитных плит, изгибаемых в одном и двух направлениях.

Реализуется проверка элементов железобетонных конструкций на местное действие нагрузок (местное сжатие, продавливание, отрыв), а также расчет закладных деталей.

**Программа КАМИН** выполняет конструктивные расчеты и проверки элементов каменных и армокаменных конструкций на соответствие требованиям СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции».

Номенклатура материалов для таких конструкций включает как искусственные, так и естественные камни. Программа позволяет выполнить выбор марки камня и раствора, назначить коэффициент надежности по назначению, срок службы конструкции, возраст кладки и т.п. Расчетные сопротивления кладки при сжатии, растяжении, изгибе и срезе, определяются в зависимости от марки камня и марки раствора с учетом понижающих коэффициентов.

В состав проверяемых элементов включены центрально и внецентренно нагруженные столбы различного поперечного сечения, рядовые, клинчатые и арочные перемычки, наружные и внутренние стены здания с проемами и без проемов, стены подвалов. Кроме проверки общей прочности и устойчивости элементов выполняется экспертиза местной прочности в местах опирания балок, прогонов и других элементов на стены и столбы как для не поврежденных конструктивных элементов, так и для элементов, имеющих трещины в каменной кладке и огневые повреждения.

**Проектно-конструкторские программы МОНОЛИТ и КРИСТАЛ** служат для разработки конструкторской документации на стадии детальной проработки проектного решения.

**Программа МОНОЛИТ** предназначена для проектирования железобетонных монолитных ребристых перекрытий, образованных системой плит и балок, опирающихся на колонны и(или) стены, и разработана в соответствии с требованиями действующих норм (СНиП 2.03.01-84. «Бетонные и железобетонные конструкции.», ГОСТ 21.501 – 93. Система проектной документации для строительства.

Результатом работы программы является необходимый комплект рабочих чертежей перекрытия: опалубочный план с характерными сечениями, планы верхней и нижней арматуры плиты (раскладка арматурных сеток), арматурные чертежи балок, чертежи сварных каркасов и сеток, использованных для армирования плит и балок, ведомость деталей, ведомости расхода стали по балкам, плитам и сводная, а также спецификации по балкам, плитам и сводная, приводятся необходимые примечания. Предусмотрена полная унификация арматурных изделий.

Для доработки выходных документов предусмотрена возможность импорта результатов в форматы DXF - файлов системы AutoCAD.

**Программа КОМЕТА** предназначена для расчета и проектирования узлов стальных конструкций зданий и сооружений в промышленном и гражданском строительстве. Реализован подход, в котором при проектировании используется набор параметризованных конструктивных решений узлов (прототипов). В процессе проектирования параметры прототипов изменяются в зависимости от заданных условий применения (усилий, материала и т.п.) и установленных норм проектирования.

Основной задачей, решаемой программой, является получение технического решения узла, соответствующего выбранному варианту норм проектирования, которое удовлетворяет заданным условиям применения. Результатом работы является чертеж узла и данные о прочности его отдельных элементов (деталей конструкции, сварных швов, болтов и т.д.).

В программе реализованы следующие прототипы узлов: жесткие, шарнирные и полужесткие примыкания балок к колонне, шарнирные базы колонн, жесткие базы колонн без ребер, с ребрами и с траверсами, стыки балок на болтах и фланцевые соединения.

В программе предусмотрена возможность экспорта графических результатов работы в формат DXF-файлов системы AutoCAD.

**Программа КРОСС** служит для определения коэффициентов постели для расчета фундаментных конструкций на упругом винклеровском основании на основе моделирования работы многослойного грунтового массива. Геологическая структура грунтового массива предполагается произвольной и восстанавливается по данным инженерно-геологических изысканий. Рассматривается площадка строительства, на которой расположено проектируемое сооружение и другие объекты, влияющие на него в том смысле, что нагрузки на грунт, передаваемые этими объектами, могут привести к осадкам проектируемого фундамента. Результатом работы являются значения коэффициентов постели в любой точке основания проектируемого сооружения. Предусмотрена автоматическая передача значений в BK SCAD.

**В программе ВЕСТ** выполняются расчеты, связанные с определением нагрузок и воздействий на строительные конструкции в соответствии с рекомендациями СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия».

Расчетные режимы включают определение значений нагрузки, приходящейся на единицу площади, от собственного веса многослойного пакета из различных материалов; кроме того, вычисляются значения: равномерно -распределенных временных нагрузок (полные и пониженные) в

различных помещениях, статической компоненты ветровых нагрузок для сооружений различного типа, снеговых нагрузок.

В состав SCAD Office входит серия программ для формирования сечений и расчета их геометрических характеристик.

**Программа Конструктор сечений** предназначена для формирования произвольных составных сечений из стальных прокатных профилей и листов, а также расчета их геометрических характеристик, необходимых для выполнения расчета конструкций.

**Программы КОНСУЛ и ТОНУС** используются для формирования произвольных сечений, а также расчета их геометрических характеристик, исходя из теории сплошных стержней и тонкостенных стержней, соответственно. В результате расчета могут быть получены площадь поперечного сечения, значения моментов инерции, радиусы инерции, моменты сопротивления, крутильные и секториальные характеристики, координаты центра изгиба.

**Программа СЕЗАМ** предназначена для поиска сечения типа коробка, двутавр или швеллер, наиболее близко аппроксимирующего заданное произвольное сечение по геометрическим характеристикам. Учитывая, что все нормативные документы ориентированы на проверку сечений только определенного типа, полученное в результате аппроксимации сечение может быть использовано в расчетных программах для учета упругопластической стадии работы, проверки устойчивости плоской формы изгиба, выпучивания из силовой плоскости и других проверок.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В. и др. SCAD для пользователей.— К.: Компас, 2000.
2. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Микитаренко М.А. и др. SCAD OFFICE. Реализация СНиП в проектирующих программах.— К.: Компас, 2001.
3. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В. и др. Формирование сечений и расчет их геометрических характеристик.— К.: Компас, 2001.
4. Перельмутер А.В. Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа. Изд. 2-е.—К.: Сталь, 2002.

**SCAD OFFICE — ИНТЕГРИРОВАННАЯ СИСТЕМА ДЛЯ ПРОЧНОСТНОГО АНАЛИЗА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ**

**В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко,  
А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, Л.Н. Скорук  
(«SCAD-Group», г. Киев)**

Система SCAD Office представляет собой набор программ, предназначенных для выполнения прочностных расчетов и проектирования различного вида строительных конструкций. В ее состав входят программы четырех видов: вычислительный комплекс Structure CAD (БК SCAD) [1], который является универсальной расчетной системой конечно-элементного анализа конструкций и ориентирован на решение задач проектирования зданий и сооружений достаточно сложной структуры; проектно-аналитические программы КРИСТАЛЛ, АРБАТ и КАМИН [2], которые предназначены для решения частных задач проверки и расчета элементов стальных, железобетонных и каменных конструкций в соответствии с требованиями нормативных документов (СНиП); вспомогательные программы, предназначенные для «обслуживания» БК SCAD и обеспечивающие формирование и расчет геометрических характеристик различного вида сечений стержневых элементов [3], определение нагрузок и воздействий на проектируемое сооружение (ВЕСТ), вычисление коэффициентов постели, необходимых при расчете конструкций на упругом основании (КРОСС) [2], а также препроцессор ФОРУМ, используемый для формирования укрупненных моделей и при импорте данных из архитектурных систем; проектно-конструкторские программы КОМЕТА и МОНОЛИТ, предназначенные для разработки конструкторской документации на стадии детальной проработки проектного решения.

Комплекс SCAD используется при расчете и проектировании конструкций различного вида и назначения. Имея в своем составе развитые средства подготовки данных, расчета и анализа результатов, он не имеет практических ограничений на размеры и форму проектируемых сооружений. Вместе с тем, для инженера-проектировщика не менее (а во многих случаях и более) важными являются «простые» задачи, решение которых занимает у него заметную часть времени. Проверка сечений элементарных балок, сбор нагрузок на элементы конструкции, определение геометрических характеристик составных сечений — это далеко не полный перечень таких рутинных проектных задач.

Указанные обстоятельства стимулировали разработку серии «малых» программ-сателлитов БК SCAD ориентированных на решение массовых задач проектирования. Вместе с вычислительным комплексом они составляют единую систему SCAD Office. При разработке программ-сателлитов предусматривается общность в представлении данных, способах управления, используемых форм проверки нормативных требований и показа результатов таких проверок, документирования работы и т.п. При

этом любая из программ, входящая в SCAD Office, может использоваться в автономном режиме.

Кроме того, имея в виду, что пользователем программ из пакета SCAD Office может быть не только опытный проектировщик, но и начинающий инженер, разработчики старались создать такие программные продукты, которые могли бы предохранить пользователя от пропуска любой из многочисленных проверок, представленных в нормах проектирования. В частности, анализируются только такие конструкции, для которых нормы проектирования полностью обозначили все требования.

В состав комплекса SCAD входит набор модулей, обеспечивающих подготовку исходных данных, анализ и документирование результатов, а также выполнение следующих видов расчетов: статический расчет в линейной и геометрически нелинейной постановке; расчеты на динамические воздействия различного вида; вычисление комбинаций загружений; определение расчетных сочетаний усилий; проверки по различным теориям прочности; анализ устойчивости конструкции; расчет нагрузок от фрагмента схемы; вычисление спектров ответа; определение амплитудно-частотных характеристик; совместный анализ набора расчетных схем (вариации моделей). Комплекс снабжен модулями анализа прочности и подбора сечений элементов стальных конструкций, а также подбора арматуры в элементах железобетонных конструкций.

Для анализа и документирования результатов расчета используется программа-документатор, позволяющая сформировать иллюстрированный отчет о выполненном расчете, экспортируемый в MS Word и MS Excel.

**Исходные данные для выполнения расчета** могут быть подготовлены как с помощью интерактивных графических средств, так и путем их описания в текстовом формате. Следует отметить, что в существующей версии комплекса вся входная информация, необходимая для выполнения подавляющего большинства практических расчетов, может быть подготовлена в «графике» и к текстовому описанию приходится прибегать только при выполнении уникальных расчетов. Привлекательной чертой текстового формата является его совместимость с DOS – версией комплекса и с аналогичными форматами ряда других программных продуктов, что позволяет использовать комплекс SCAD для проверочных расчетов ранее спроектированных объектов.

Препроцессор позволяет создавать расчетные схемы, используя параметрические прототипы таких конструкций как рама, ферма и балочный ростверк, генерировать прямоугольные и произвольные сетки конечных элементов на плоскости, формировать схемы в виде поверхностей вращения различного вида и поверхностей, заданных аналитически. В препроцессоре широко используются операции сборки схемы из нескольких схем, копирования и переноса всей схемы или ее части, зеркального отражения и т.п.

Формирование расчетной схемы или ее части может быть выполнено и на основе информации, импортируемой из таких популярных архитектурных систем как ALLPLAN, МАЭСТРО и ArchiCAD, систем проек-

Выражение для определения избыточного давления  $v_{r,t}$  в поровой воде в точке  $r$  грунтовой полусферы в любой момент времени  $t$  с учётом формулы (8) имеет вид

$$v_{r,t} = \frac{2p}{R-r_0} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \sin \alpha(r-r_0) \exp(-\alpha^2 C_{vr} t) \beta, \quad (9)$$

где

$$\beta = \frac{1}{a^2} [\sin \alpha(R-r_0) - \alpha(R-r_0) \cos \alpha(R-r_0)] + \frac{r_0}{\alpha} [1 - \cos \alpha(R-r_0)]. \quad (10)$$

Для практических расчётов уплотнения удобнее пользоваться выражением для определения средней степени консолидации всего слоя слабого грунта мощностью  $H_2$ , которое в рассматриваемом случае имеет вид

$$Q_t^{H_2} = 1 - \frac{4}{\pi^3} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{\gamma [1 - \cos \alpha(R-r_0)]}{n^3} \exp(-\alpha^2 C_{vr} t), \quad (11)$$

где  $\gamma = \beta \alpha^2$ .

Анализ сходимости ряда в выражении (10) показывает, что для практических расчётов можно ограничиться первым его членом. Формула для определения средней степени консолидации нижнего (поддренного) слоя слабого грунта при этом принимает более простой вид:

$$Q_t^{H_2} = 1 - A \exp(-at) = 1 - A \exp(-\pi^2 T_{vr}), \quad (12)$$

где

$$A = \frac{8}{\pi^2} \frac{R+r_0}{R-r_0}. \quad (13)$$

$$C_{vr} = \frac{C_v + C_r}{2}, \quad (14)$$

где  $C_v$  и  $C_r$  - соответственно коэффициенты консолидации при вертикальном и радиальном направлениях фильтрации поровой воды

$$a = \frac{\pi^2}{(R-r_0)^2} C_{vr} = \pi^2 T_{vr}, \quad (15)$$

где фактор времени  $T_{vr}$  определяется по формуле

$$T_{vr} = \frac{C_{vr}}{(R-r_0)^2} t, \quad (16)$$

Приведенное выше решение получено в предположении, что уплотняющая нагрузка приложена мгновенно.

Из формулы (12) следует, что степень консолидации  $Q_t^{H_2}$  может быть представлена в виде функции трёх безразмерных параметров:  $m, n$  и  $T_{vr}$ . С использованием формулы для определения фактора времени, полученной из выражения (12), в виде



$$T_{vr} = -\frac{\ln\left(\frac{1-Q_t^{H_2}}{A}\right)}{\pi^2} \quad (17)$$

были выполнены расчёты 25 примеров консолидации слоя  $H_2$  при следующих значениях параметров:  $m = 4, 6, 8, 10$  и  $20$  и  $n = 4, 5, 6, 7$  и  $8$ . По полученным результатам расчёта консолидации построены графики зависимости  $Q_t^{H_2} = f(m, n, T_{vr})$ .

Расчёты консолидации слоя  $H_2$  указанных примеров с применением формулы (17) производились в табличной форме.

Анализ результатов выполненных расчётов примеров консолидации нижнего слоя (под дренами) слабого грунта при нижней водопроницаемой границе показывает, что в данном случае уплотнение происходит в основном за счёт отжатия поровой воды вниз, т.е. в подстилаемый дренирующий слой грунта. Об этом свидетельствует тот факт, что расстояние между висячими дренами, характеризующее величиной параметра  $n$  в интервале от 4,0 до 8,0, практически не влияет на величины фактора времени  $T_{vr}$ , соответствующие одному и тому же значению степени консолидации  $Q_t^{H_2}$  для данного параметра  $m$ .

Ниже, в таблице 1, в качестве примера приведены значения фактора времени  $T_{vr}$  в зависимости от задаваемых величин степени консолидации  $Q_t^{H_2}$ , полученных по формуле (17) при  $m = 4,0$ , что соответствует мощности нижнего слоя грунта.

$$H_2 = m \cdot d_{op} = 4,0 \cdot 0,5 = 2,0 \text{ м.}$$

Таблица 1

$Q_t^{H_2}$	$T_{vr} = -\frac{\ln\left(\frac{1-Q_t^{H_2}}{A}\right)}{\pi^2}$				
	$n = 4,0$	$n = 5,0$	$n = 6,0$	$n = 7,0$	$n = 8,0$
0,1	0,025	0,020	0,016	0,014	0,012
0,2	0,037	0,031	0,029	0,026	0,024
0,3	0,049	0,045	0,042	0,039	0,037
0,4	0,066	0,061	0,057	0,054	0,053
0,5	0,085	0,079	0,076	0,073	0,072
0,6	0,106	0,100	0,098	0,095	0,093
0,7	0,136	0,130	0,128	0,125	0,121
0,8	0,179	0,173	0,168	0,165	0,163
0,9	0,243	0,241	0,238	0,235	0,233

Аналогичная картина наблюдается и во всех остальных расчётах при  $m = 6,0; 8,0$  и  $20,0$ , что позволяет для практического использования

рекомендовать только один график зависимости  $Q_{vr}^{H_2} = f(m)$  для всех значений параметра  $n$  в интервале от 4,0 до 8,0 (рис. 2).

Для оценки результатов, получаемых с применением полученного решения были выполнены сравнительные расчёты консолидации одного и того же илистого основания мощностью  $H = 20,0\text{м}$  с вертикальными песчаными дренами диаметром  $d_{др} = 0,45\text{м}$ , длиной  $H_{др} = 15,0\text{м}$ , устроенными по квадратной в плане сетке с шагом  $l_{др} = 2,5\text{м}$ , при водоупорном подстилающем слое и дренирующем. Как видно из графиков на рис. 3, время достижения требуемой средней степени консолидации всего илистого основания  $Q_{mp}^H = 0,75 (S_{mp}^H = 150\text{см})$  при односторонней фильтрации составляет  $t_{др1} = 8\text{мес.}$ , а при двухсторонней -  $t_{др2} = 3,7\text{мес.}$ , что в 2,16 раза меньше.

### Выводы

1. Предложен инженерный метод расчёта консолидации оснований портовых сооружений с несовершенными песчаными дренами для случая, когда уплотняемая толща слабого грунта подстилается дренирующим слоем.

2. Наличие дренирующего слоя приводит к существенному сокращению времени достижения требуемой средней степени консолидации всего слабого основания.

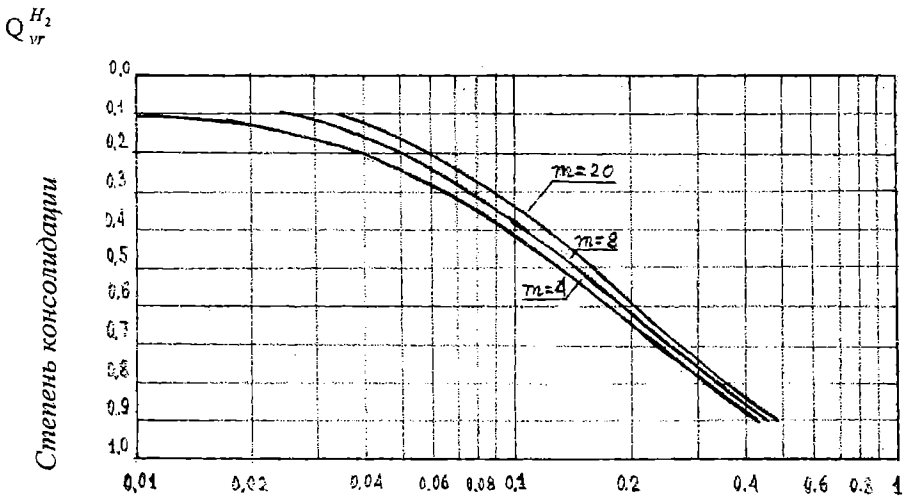


Рис. 2

Суммарная осадка основания, см.

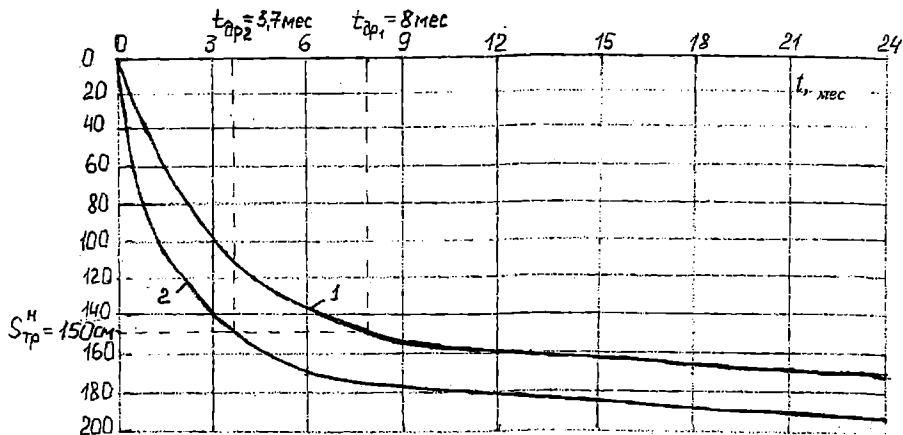


Рис. 3. Кривые консолидации однородного илистого основания: 1- при односторонней фильтрации; 2- при двухсторонней фильтрации

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Марченко А.С., Посуховский А.К., Школа А.В. Расчёт уплотнения слабых глинистых оснований при устройстве висячих песчаных дрен. В кн.: Портовое гидротехническое строительство. Вып.36. М.: Транспорт, 1974. С. 95-101.
2. Араманович И.Г., Левин В.И. Уравнения математической физики. М.: Наука, 1964. 286 с.
3. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Т. 2. М.-Л.: Гостройиздат, 1961. 543 с.
4. Тихонов А.Н., Самарский А.А. Уравнения математической физики. М.: Наука. 735 с.

## АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙНЫХ АНКЕРОВ С УШИРЕНИЯМИ ПО ДЛИНЕ СТВОЛА

**Ю.Л. Винников, С.В. Хазин, А.Н. Пащенко (ПНТУ, г. Полтава)**

Авторы разработали анкеры с уширениями по длине ствола [1] для закрепления трубопроводов от всплывания на обводненной территории: клиновидную сваю с выступами уширенной стороной к поверхности (пат. 12436 от 28.02.97. Бюл. № 1); сваю-анкер с продольным каналом и раскрывающимися секторами (пат. 17726 от 20.05.97. Бюл. № 5); анкер в пробитой скважине с уширениями по ее длине (пат. 28891 от 16.10.00. Бюл. № 5-II); электрохимический анкер (решение о выдаче патента по заявке №96114191 от 12.02.97).

В их основе – концепция вовлечения в работу большего объема грунта с повышенными характеристиками и размерами уплотненных зон над уширениями, что, как установлено натурными исследованиями [2], обеспечивает рост несущей способности анкеров на действие выдергивающей нагрузки в 1,7-2,5 раза, а удельного сопротивления (на 1 м<sup>3</sup> бетона) – в 1,25-1,4 раза. Характер взаимодействия свайных анкеров с основанием и, в конечном счете, их несущая способность определяется видом и состоянием грунта, глубиной заложения анкера и объемом вовлекаемого в работу массива, которые зависят от способа устройства анкеров (уплотнения или закрепления грунта); схемы вытеснения грунта; характера и скорости передачи на него давления; геометрии анкера.

Для учета этих факторов и возможности существования в массиве вокруг анкера областей с допредельным и предельным состоянием грунта при оценке НДС их оснований, в т. ч. в нелинейной стадии деформирования, применено моделирование с использованием МКЭ и шагово-итерационных процедур программным комплексом “PRIZ-Pile” [3], ориентированным на задачи уплотнения массива. В нем реализовано решение осесимметричной задачи в физически и геометрически нелинейной постановке, а также учитываются схемы уплотнения грунта, характер и скорость передачи на него давления, технологические, геометрические, конструктивные особенности методов уплотнения [4].

В качестве параметров модели грунта приняты для: 1) описания объемных деформаций от вынужденных перемещений (этап устройства анкера) в условиях значительной геометрической и физической нелинейности – зависимость модуля деформации  $E_i$  от объема грунта  $V_i$  в элементе массива на  $i$ -ой ступени перемещения (нагружения) и от скорости передачи на него давления [4], которая описывается логарифмической функцией вида:

$$E_i/E_0 = 1 + a_0 [V_i/V_0 + \ln(V_i/V_0) - 1], \quad (1)$$

где  $E_0$  и  $V_0$  - модуль деформации и объем грунта на начальной ступени нагружения;  $a_0$  - эмпирический коэффициент; 2) учета влияния на нелинейность его деформирования в условиях малых деформаций (работа анкера) октаэдрических объемных деформаций, дилатации, уплотнения грунта – соответствующие функции нелинейности [5]; 3) определения граничных соотношений касательных и нормальных напряжений на октаэдрических площадках – условие прочности, геометрическая интерпретация которого относительно диагонали пространства главных напряжений  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  – эллиптический параболоид.

Восьмиузловые изопараметрические осесимметричные КЭ (с четырьмя точками интегрирования), имеющие свойства значительно изменять форму и объем, дают возможность использовать прямоугольную и криволинейную сетки КЭ, а учет названных изменений – определять НДС и наведенные характеристики грунта на каждом шаге устройства и нагружения анкеров.

Особенности НДС массивов при устройстве в них анкеров с уширениями рассмотрим на примере моделирования заглубления вибропогружателем клиновидного свайного анкера с тремя симметричными выступами. Длина анкера - 3 м; ширина выступов по 100 мм через 900 мм по длине ствола; угол коничности  $\alpha = 6,5^\circ$ ; ширина поперечного сечения острия сваи - 70 мм; ширина ее сечения на уровне верхнего выступа - 1000 мм. С поверхности площадки залегает мелкий насыпной песок мощностью 1,9 м с характеристиками:  $w = 0,22$ ;  $\rho_d = 1,52$  г/см<sup>3</sup>;  $\varphi_{II} = 30^\circ$ ;  $c_{II} = 2$  кПа;  $E = 15$  МПа. Его подстилают текучие илистые отложения мощностью 1,5 м:  $w = 0,49$ ;  $W_L = 0,39$ ;  $W_p = 0,18$ ;  $\rho_d = 1,10$  г/см<sup>3</sup>;  $\varphi_{II} = 12^\circ$ ;  $c_{II} = 6$  кПа;  $E = 3$  МПа. Уровень грунтовой воды – 2,0 м от поверхности.

Исходная схема включает 300 КЭ в форме: прямоугольников с размерами от 0,1х0,3 до 0,4х0,6 м, прямоугольных трапеций – от 0,1 (0,17)х0,3 до 0,8 (0,87)х0,3 м, параллелограммов – от 0,1х0,3 до 0,4х0,3 м, – и 971 узел, из которых 89 закрепленных. Расчетная область объединяет цилиндр диаметром 7,0 м и высотой 4,2 м и усеченный конус с диаметрами 7,0 м и 8,54 м высотой 3,3 м.

Погружение анкера в массив имитировалось перемещением узлов сетки КЭ на вертикальной оси симметрии расчетной области, что моделирует процесс вытеснения грунта свайей. Значения вынужденных перемещений узловых точек задавались от 500 мм (горизонтальные) и 150 мм (вертикальные) для узла 941 (крайняя точка анкерного выступа) до соответственно 35 и 150 мм для узла 471 и 0 мм и 10 мм для узла 455 (острие сваи). Фрагмент схемы деформирования массива от погружения свайного анкера по данным первого этапа моделирования приведен на рис. 1. Сравнение графиков изменения плотности сухого грунта  $\rho_d$  в зависимости от

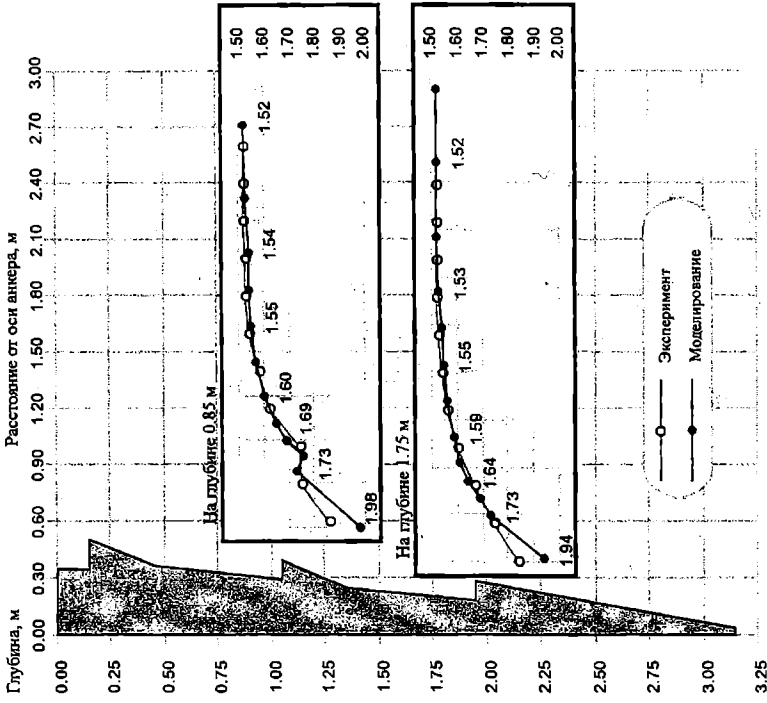
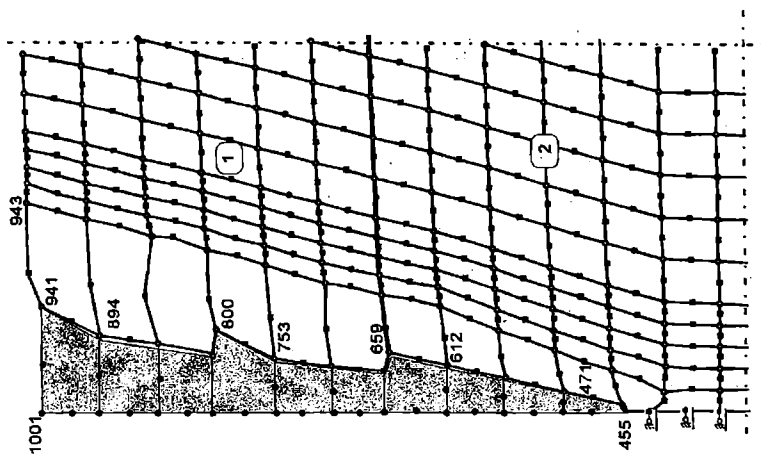


Рис. 1. Фрагмент схемы деформирования массива от погружения анкера с выстуками по данным моделирования: 1 – песок; 2 – шпильные отложения

Рис. 2. Сравнение уплотнения песчаного грунта вокруг анкера с выстуками по данным математического моделирования и натурального эксперимента

расстояния от оси анкера, полученных в результате моделирования и натурного эксперимента, представлено на рис. 2.

Изолинии перемещений грунта от погружения анкера даны на рис. 3. Диапазон перемещений в горизонтальном направлении составил 25-475 мм (наибольшие – вокруг выступов, чем они выше, тем перемещения больше), а в вертикальном направлении – 12,5-237,5 мм (наибольшие – под острием сваи).

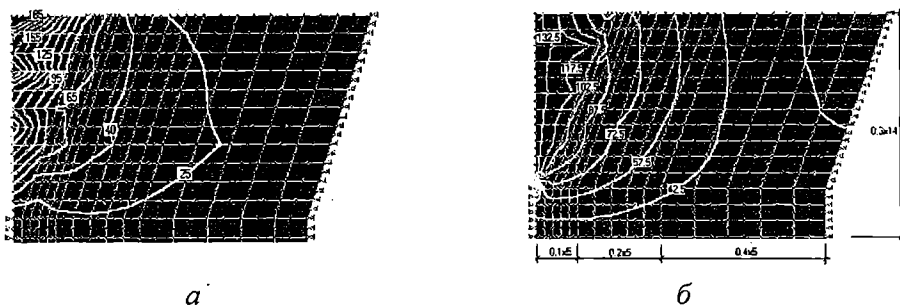


Рис. 3. Изолинии перемещений грунта в горизонтальном (а) и вертикальном (б) направлениях от погружения свайного анкера с выступами по результатам численного моделирования

В результате первого этапа моделирования установлено, то значения диаметра зоны достаточного уплотнения грунта анкеров с уширениями на 10-18 % превышают те же параметры аналогичных конструкций без уширений, что объясняется формированием областей дополнительного уплотнения грунта над нижележащими уширениями от устройства выше-расположенных. В грунтах с углом  $\varphi > 25^\circ$  зона деформирования грунта вокруг свайных анкеров с уширениями выходят за пределы зоны уплотнения, а при  $\varphi \leq 25^\circ$  размеры этих зон близки, что подтвердило экспериментально полученный Н.Л. Зоценко вывод [6]. В зоне достаточного уплотнения анкеров с уширениями модуль деформации песка вырос в 3 раза, а глинистого грунта - в 3-6 раз.

На втором этапе численного моделирования пустоту от вытеснения грунта «заполнили» бетоном, задали его характеристики, ввели 10 новых КЭ, 31 их узел для имитации самого анкера (рис. 1).

Для грунта задали зависимость (1) для «медленного» режима нагружения. Выдергивающую силу прилагали к осевому узлу 1001 верхней грани анкера. Сравнение графиков «выдергивающая нагрузка на анкер  $P$  – перемещение головы анкера  $\Delta$ » по данным моделирования и статических испытаний дано на рис. 4. Графики близки между собой до  $P=175$  кН ( $\Delta=5-6$  мм), после чего ( $P=200$  кН) начинается развитие интенсивных перемещений анкера.



Рис. 4. Графики зависимости «выдергивающая нагрузка на анкер – перемещение анкера»: 1 – статические испытания; 2 – моделирование

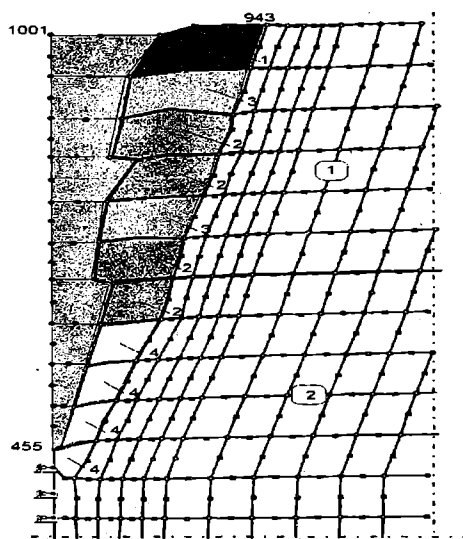


Рис. 5. Образование областей перехода грунта в текучее состояние вокруг анкера по данным моделирования при выдергивающей силе: 1 – 100; 2 – 150; 3 – 175; 4 – 200 кН

Последовательность образование областей перехода грунта в текучее состояние вокруг анкера с выступами от выдергивающей силы по данным моделирования приведена на рис. 5.

Этот процесс начинается еще на стадии линейной зависимости между нагрузкой и перемещением анкера при  $P=100$  и  $150$  кН именно вокруг выступов на стволе (в последовательности «сверху – вниз»), которые представляют собой концентраторы напряжений. В грунте при этом образуются разрывы между частицами и одновременно включаются в работу новые области основания вокруг анкера.

Учесть процесс образования в грунте трещин в расчетах МКЭ возможно, например, путем использования модели «дискретных трещин» [7]. При  $P=175$  кН области перехода грунта в текучее состояние соединяются между собой, хотя при этом прирост перемещения анкера составил всего



лишь около 1 мм. И, наконец, при нагрузке  $P = 200$  кН, по результатам моделирования перешел в текучее состояние грунт (слой 2) возле острия сваи. Это привело к «срыву» анкера, то есть потери им несущей способности. Общая форма зоны, в пределах которой грунт перешел в текучее состояние, – близка к прямому круговому конусу с углом между его боковой поверхностью и вертикалью  $\phi$ .

Таким образом, возможно достаточно достоверно оценивать НДС грунтового массива при устройстве и последующей работе в нем свайных анкеров с уширениями по длине ствола, в т. ч. размеры зон уплотнения и деформации, наведенные значения параметров грунта в них, зависимости перемещения анкеров от выдергивающей нагрузки и т. д., численным моделированием с использованием МКЭ и шагово-итерационных процедур программным комплексом “PRIZ-Pile”, ориентированным на задачи уплотнения массива, что позволяет существенно сократить объемы статических испытаний этих конструкций.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Hazin S.V., Vynnykov Y.L. *Modern Constructions of Pile Anchors with Widening at Shaft for Stabilization of Petroleum and Gas Pipelines and his Design// Proceedings of the International Conference on Coastal Geotechnical Engineering in Practice. – Atyrau, Kazakhstan, 21-23 May, 2002. – P. 320-323.*
2. Винников Ю.Л., Хазін С.В., Пащенко А.М. *Експериментально-теоретичні дослідження анкерів у пробитих свердловинах із розширеннями// Зб. наук. праць. – Полтава: ПНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2002. – Вип. 10. – С. 44-49.*
3. Карпенко Н.И., Клованич С.Ф., Школа А.В., Винников Ю.Л. *Моделирование работы фундаментов уплотнения методом конечных элементов// Вестник отделения строительных наук// Российская академия арх-ры и строительных наук. 1999. – Вып.2. – С.191-195.*
4. Винников Ю.Л. *До методик математичного моделювання роботи фундаментів ущільнення з урахуванням умов їх улаштування// Зб. наук. праць. – Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1999. – Вип. 4. – С. 103-112.*
5. Клованич С.Ф. *Модель деформирования неупругих материалов// Бетон и железобетон в Украине. – 2001. - №5.- С. 7-11.*
6. Зоценко М.Л. *Напружено-деформований стан основ фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту: Автореф. дис... д-ра техн. наук: 05.23.02. К.: НДІБК, 1994.- 44 с.*
7. Owen D.R.I. et al. *Finite Element Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Structures Including Thermal Loading// Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1983. Vol. 41. – P. 323-326.*

## АЛГОРИТМ РАСЧЕТА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА АНИЗОТРОПНЫХ МНОГОСЛОЙНЫХ ОСНОВАНИЙ \*)

И. В. Войтенко (ОГАСА, г. Одесса)

Слоистые основания характеризуются обусловленной генезисом анизотропией прочностных и деформативных свойств [1].

Подпорные стены ряда гидротехнических сооружений и заглубленные конструкции промышленных и гражданских зданий чаще всего взаимодействуют с многослойными грунтовыми массивами, что обуславливает актуальность приводимой в работе методики.

Ранее были рассмотрены задачи взаимодействия сооружений с анизотропными основаниями в рамках теории предельного напряженного состояния [2]. Однако громоздкость полученных решений ограничивает их применение для сложных граничных условий. В связи с этим была разработана методика определения давления анизотропного грунтового основания в рамках одного слоя с позиций классической теории Ш. Кулона [3]. Полученные решения были в дальнейшем развиты для условий контакта подпорных стен с двухслойной анизотропной засыпкой. В [4,5] были получены результирующие бокового давления при произвольной ориентации плоских границ слоев. Это позволило разработать алгоритм определения активного давления произвольного  $n$ -го слоя.

### Постановка задачи.

Рассматривается крутая шероховатая стенка высотой  $H$ , ориентированная к горизонту под углом  $\beta_3$ .

$\delta_n(\beta_3)$  – угол шероховатости стенки в пределах  $n$ -го слоя;

$h_n$  – мощность  $n$ -го слоя на вертикальную проекцию стенки;

$\beta_{1,n}$  – произвольный угол ориентации поверхности  $n$ -го слоя грунта к горизонту. Предусматривается учет сцепления в рамках теоремы Како и сейсмического воздействия в рамках статической теории.

Анизотропия прочностных свойств представляется годографами угла внутреннего трения  $\varphi_n(\beta)$  и сцепления  $c_n(\beta)$ , на вид которых не накладываются ограничения, кроме условий

$$\varphi_n(\beta) = \varphi_n(\beta + \pi); \quad c_n(\beta) = c_n(\beta + \pi).$$

Необходимо определить угол ориентации поверхности обрушения  $\beta_{2,n}$  в пределах  $n$ -го слоя и найти результирующую бокового давления  $n$ -го слоя грунта  $E_{a,n}$ .

### Основные предпосылки и допущения:

поверхность обрушения в пределах слоя прямолинейна;

в каждой точке грунтовой призмы, включая ее границу, выполняется условие предельного напряженного состояния;

---

\*) Работа выполнена под руководством проф. Школа А.В.

условие предельного равновесия призмы обрушения  $n$ -го слоя реализуется в силовом многоугольнике ( расчетная схема и силовой многоугольник приведены в [5]), построение которого приводит к определению составляющей активного давления  $E_{a,n}$ ;

результаты получены из схемы параллельного залегания слоев с последующей корректировкой на фактическое произвольное залегание;

вес верхних слоев учитывается, как распределенная на поверхности слоя нагрузка, принимаемая для упрощения условно равномерно распределенной;

в качестве базового принято сцепление на поверхности  $n$ -го слоя при параллельном напластовании, т.е.  $c_n = c_n(\beta_{1,l})$ .

Расчет ведется на основании исходных данных, включающих сведения о конфигурации подпорной стенки и инженерно-геологических характеристиках грунтов основания.

#### Последовательность расчета:

1. Угол ориентации объемных сил с учетом сейсмического воздействия:

$$\omega_{\gamma,n} = \arctg \left[ \left( \alpha \frac{\gamma_{нас,n}}{\gamma_{взв,n}} \cos \chi \right) / \left( 1 - \frac{\gamma_{нас,n}}{\gamma_{взв,n}} \alpha \sin \chi \right) \right], \quad (1)$$

где  $\gamma_{нас,n}$ ,  $\gamma_{взв,n}$  - удельный вес грунта  $n$ -го слоя в насыщенном и взвешенном состоянии;  $\alpha$  - коэффициент сейсмичности, зависящий от района строительства и функциональной ответственности сооружения;  $\chi$  - угол наклона сейсмической силы к горизонту.

2. Объемный вес грунта  $n$ -го слоя

$$\gamma_n = \gamma_{взв,n} \left( 1 - \alpha \frac{\gamma_{нас,n}}{\gamma_{взв,n}} \sin \chi \right) / \cos \omega_{\gamma,n} \cdot \quad (2)$$

3. Угол ориентации нагрузки  $q_n$  относительно нормали к поверхности  $n$ -го слоя при параллельном залегании:

$$\rho_n = \frac{\beta_{1,l} - \rho - \pi}{2}, \quad (3)$$

где  $\beta_{1,l}$  - угол ориентации поверхности 1-го слоя;  $\rho$  - угол отклонения нагрузки  $q$  от нормали к грунтовому основанию.

Заметим, что для верхнего слоя  $\rho_n = \rho$

4. Угол отклонения  $q_n$  от вертикали

$$\Delta_n = \rho_n - \beta_{1,l} + \pi \cdot \quad (4)$$

5. При сейсмическом воздействии отклонение нагрузки  $q_{n,c}$  от вертикали

$$\omega_{q,n}^* = \arctg \left( \frac{\sin \Delta_n + \alpha \cos \chi}{\cos \Delta_n - \alpha \sin \chi} \right) \cdot \quad (5)$$

6. Приращение угла ориентации поверхностной на  $n$ -ом слое нагрузки с учетом сейсма

$$\omega_{q,n} = \omega_{q,n}^* - \rho_n + \beta_{1,1} - \pi \quad (6)$$

Углы  $\rho_n$ ,  $\Delta_n$ ,  $\omega_{q,n}^*$  и  $\omega_{q,n}$  приняты положительными при отсчете по часовой стрелке.

1. Выясняются угловые параметры:

$$\begin{aligned} \alpha_0 &= (\rho - \beta_{1,1})/2; \quad \alpha_1 = \beta_3 - \beta_{1,1}; \quad \alpha_{2,n} = \beta_3 - \beta_{2,n}; \quad \alpha_{3,n} = \beta_{2,n} - \beta_{1,1}; \quad \alpha_{4,n} = \omega_{q,n} - \beta_{1,1} + \rho_n; \\ \alpha_{5,n} &= \varphi_n(\beta_{2,n}) - \beta_{2,n}; \quad \alpha_{6,n} = \beta_3 + \delta_n(\beta_3) + \alpha_{5,n}; \quad \alpha_{7,n} = \beta_{2,n} - \beta_{1,1}; \quad \alpha_{8,n} = \beta_{1,n} - \beta_{1,1}; \\ \alpha_{9,n-k} &= \beta_{1,n-k} - \beta_{1,1}; \quad \alpha_{9,n-(k-1)} = \beta_{1,n-(k-1)} - \beta_{1,1}. \end{aligned}$$

2. Корректирующие коэффициенты для равнодействующей поверхностной нагрузки:

$$N_{cor,n} = \frac{\sin \alpha_{2,n} \sin \alpha_{8,n}}{\sin \alpha_1 \sin \alpha_{7,n}} \quad (7)$$

$$N_{cor}(Q) = \frac{\sin \alpha_{3,n}}{\sin \alpha_{7,n}} \quad (8)$$

$$N_{cor}(Q_{n-1}) = \left[ (1 + M_{n-1}) - \frac{1}{2} \frac{h_n}{h_{n-1}} N_{cor,n} \frac{\cos \alpha_{8,n}}{-\cos \beta_{1,1}} (1 - H_{n-1} T) \right] N_{cor}(Q) \quad (9)$$

$$N_{cor}(Q_{n-k}) = \left[ (1 + M_{n-k}) - \frac{\sum_{m=n-1}^{n-(k-1)} h_m}{h_{n-k}} M_{n-(k-1)} H_{n-k} - \frac{1}{2} \frac{h_n}{h_{n-k}} P_{n-k} H_{n-k} T \right] x$$

$$x T \frac{\cos \beta_{1,1}}{\cos \beta_{1,n-(k-1)}}, \quad (10)$$

где  $k = [1 \div (n-1)]$  – индекс слоя относительно  $n$ -го слоя;

$$M_{n-1} = \frac{\sin \zeta \sin \alpha_{9,n-1} \cos \alpha_{9,n-1}}{\sin \alpha_1 \cos \beta_{1,1} \cos \beta_{1,n-1}} \quad (11)$$

где  $\zeta = \beta_3 - 3\pi/2$  при  $\beta_3 > 3\pi/2$ ;  $\zeta = 3\pi/2 - \beta_3$  при  $\beta_3 < 3\pi/2$ ;

$$H_{n-1} = \frac{\sin \alpha_{9,n-1} \cos \alpha_{9,n-1} \sin \alpha_{7,n} \cos \beta_{1,1}}{\sin \alpha_{8,n} \cos \alpha_{8,n} \sin \alpha_{3,n} \cos \beta_{1,n-1}} \quad (12)$$

$$T = 1 + \frac{\sin \alpha_{8,n} \cos \beta_{2,n}}{\sin \alpha_{7,n} \cos \beta_{1,1}} \quad (13)$$

$$M_{n-k} = \frac{\sin \zeta \sin \alpha_{9,n-k} \cos \alpha_{9,n-k}}{\sin \alpha_1 \cos \beta_{1,1} \cos \beta_{1,n-k}} \quad (14)$$

$$M_{n-(k-1)} = \frac{\sin \zeta \sin \alpha_{9,n-(k-1)} \cos \alpha_{9,n-(k-1)}}{\sin \alpha_1 \cos \beta_{1,1} \cos \beta_{1,n-(k-1)}} \quad (15)$$

$$H_{n-k} = 1 - \frac{\sin \alpha_{9,n-k} \cos \alpha_{9,n-k} \cos \beta_{1,n-(k-1)}}{\sin \alpha_{9,n-(k-1)} \cos \alpha_{9,n-(k-1)} \cos \beta_{1,n-k}} \quad (16)$$

$$P_{n-k} = \frac{\sin \alpha_{2,n} \sin \alpha_{9,n-(k-1)} \cos \alpha_{9,n-(k-1)}}{\sin \alpha_1 \sin \alpha_3 (-\cos \beta_{1,n-(k-1)})} \quad (17)$$

10. Поверхностная равномерно распределенная на  $n$ -ом слое нагрузка, равнодействующая от веса верхних слоев и поверхностной нагрузки  $q$

$$q_n = \left[ \left( \gamma_{n-1} h_{n-1} N_{cor} (Q_{n-1}) + \gamma_{n-2} h_{n-2} N_{cor} (Q_{n-2}) + \dots + \gamma_{n-k} h_{n-k} N_{cor} (Q_{n-k}) \right) \right] \times \left[ \frac{\sin \alpha_1}{-\sin \beta_3} + q N_{cor} (Q) \right] \times (-\sin \alpha_0) \quad (18)$$

11. Равномерно распределенная нагрузка на поверхности  $n$ -го слоя, определяемая с учетом сейсма:

$$q_{n,c} = q_n \left( \frac{\cos \Delta_n - \alpha \sin \zeta}{\cos \omega_{q,n}^*} \right) \quad (19)$$

12. Безразмерные коэффициенты, учитывающие соответственно фактор нагрузки, объемный фактор и сцепление грунта:

$$N_{q,n} = \frac{\sin \alpha_{2,n} \sin(\alpha_{5,n} - \alpha_{4,n})}{\sin \beta_3 \sin \alpha_{3,n} \sin \alpha_{6,n}} \quad (20)$$

$$N_{\gamma,n} = \frac{1 \sin \alpha_1 \sin(\alpha_{5,n} - \omega_{\gamma,n})}{2 \sin \beta_3 \sin(\alpha_{5,n} - \alpha_{4,n})} N_{q,n} \quad (21)$$

$$N_{c,n} = \left\{ \frac{c_n(\beta_{1,n}) \sin(\beta_{1,n} + \alpha_{5,n}) \sin \alpha_{3,n}}{c_n(\beta_{1,l}) \operatorname{tg} \varphi_n(\beta_{1,n}) \sin \alpha_{7,n} \sin(\alpha_{5,n} - \alpha_{4,n})} + \frac{c_n(\beta_3) \sin(\beta_3 + \alpha_{5,n}) \sin \alpha_{3,n}}{c_n(\beta_{1,l}) \operatorname{tg} \varphi_n(\beta_3) \sin \alpha_{2,n} \sin(\alpha_{5,n} - \alpha_{4,n})} + \left[ \frac{c_n(\beta_{2,n})}{c_n(\beta_{1,l})} \operatorname{ctg} \varphi_n(\beta_{2,n}) - \operatorname{ctg} \varphi_n(\beta_{1,l}) \right] \frac{\sin \alpha_1 \sin \varphi_n(\beta_{2,n})}{\sin \alpha_{2,n} \sin(\alpha_{5,n} - \alpha_{4,n})} (1 + N_{cor,n}) \right\} N_{q,n} \quad (22)$$

13. В итоге активное давление  $n$ -го слоя

$$E_{a,n} = \gamma_n h_n^2 N_{\gamma,n} (1 + N_{cor,n}) + q_{n,c} h_n N_{q,n} + c_n h_n N_{c,n} \quad (23)$$

14. Результирующая сил бокового давления слоев  $E_{a,n-1}$  и  $E_{a,n}$  выясняется последовательно по мере определения характеристик взаимодействия слоев основания со стенкой

$$E_a = (E_{a,n-1} + E_{a,n}) \cos \theta,5 (\delta_{n-1}(\beta_3) - \delta_n(\beta_3)) \quad (24)$$

Итогом автоматизированного расчета являются:

- ориентация угла обрушения  $\beta_{2,n}$ , соответствующего экстремальному давлению, поиск которого ведется методом итераций;
- величина результирующей бокового давления  $E_{a,n}$ ;
- значения коэффициентов анизотропии  $k_{\gamma,n}$  и  $k_{c,n}$ , отражающих влияние прочностной анизотропии в пределах  $n$ -го слоя и определяемых из выражений:

$$k_{\gamma,n} = \frac{N_{\gamma,n,аниз.}}{N_{\gamma,n,из.}}; \quad k_{c,n} = \frac{N_{c,n,аниз.}}{N_{c,n,из.}} \quad (25)$$

где  $N_{\gamma,n,аниз.}$ ,  $N_{c,n,аниз.}$  – коэффициенты из выражений (21,22);  
 $N_{\gamma,n,из.}$ ,  $N_{c,n,из.}$  – те же коэффициенты при  $\varphi_n = const = \varphi_{n,min}$  и  $c_n = const = c_{n,min}$ .

Изменение взаимного расположения годографов анизотропии прочностных свойств в пределах слоев грунтового массива позволяет с помощью графического представления оценить влияние многослойной прочностной анизотропии на величину бокового давления основания.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Абелев Ю.М., Абелев М.Ю. Основы проектирования и строительства на просадочных макropористых грунтах. –М.: Стройиздат, 1979. –271с.
2. Школа А.В. Несущая способность оснований и боковое давление грунтов, анизотропных по сопротивлению сдвигу/-Москва: В/О «Мортехинформреклама», 1991.-48 с.
3. Школа А.В., Гришко Е.В. Боковое давление анизотропного грунта на сооружения, возведенные методом «стена в грунте» с учетом сейсмических воздействий. //Труды 2-й Украинской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. –Полтава, 1995. –С. 183-191.
4. Школа А.В., Войтенко И.В. Определение активного давления двухслойной анизотропной засыпки на подпорные стены. //Труды 3-й Украинской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Том 2. – Одесса, 1997. – С.126-131.
5. Школа А.В., Войтенко И.В. Учет анизотропии многослойного грунта при определении активного на подпорные стены с учетом сейсмических воздействий //Вісник державної академії будівництва та архітектури. Вип. 4.-Одесса, 2001. –С. 394-407.

## ВСТАНОВЛЕННЯ ПОВЕРХНІ КОВЗАННЯ ПРИ ОЦІНЦІ МІЦНОСТІ ОСНОВ І СТІЙКОСТІ СХИЛІВ

О.В. Борт, О.О. Голов, М.Л. Зоценко (ПНТУ, г. Полтава)

Головною проблемою при оцінці стійкості схилів є встановлення окреслення поверхні ковзання. Її вирішували у свій час такі відомі дослідники як Ш. Кулон, В. Ренкин, А. Прандтль, К. Петерсен, В.В. Соколовський, В.Г. Березанцев, Г.М. Шахунянц та ін. Різноманітність інженерно-геологічних умов зсувонебезпечних територій не дає змоги використовувати якусь одну стандартну методику, яка б добре працювала в усіх випадках і давала достатньо близькі до істини результати. Тому історично склалось так, що інженеру не рідко доводиться користуватись власною інтуїцією та досвідом для встановлення вірної поверхні ковзання при втраті стійкості схилу. Природа зсувних явищ не вивчена на достатньому рівні. Можливість використання точних рішень дуже обмежена, тому використовуються різні напівемпіричні методи, підтвержені практикою. Точні методи мають лише допоміжне значення в загальному інженерно-геологічному аналізі всього геологічного становища. Успіх оцінки стійкості залежить не стільки від самого методу, скільки від відповідності розрахункової схеми природним умовам, від вибраної поверхні ковзання та розрахункових характеристик ґрунтів. Тому при проведенні розрахунків необхідно використовувати індивідуальний підхід до спостереження зсувного явища.

На основі практичних спостережень були розроблені стандартні методики розрахунків стійкості схилів, які враховують інженерно-геологічні та гідрологічні умови схилу. До нормативних відносяться наступні [2]:

- метод круглоциліндричної поверхні ковзання (КЦПК);
- метод притуленого укусу (ПУ).

Вказані методи мають умовності у визначенні напруженого стану масивів ґрунтів, вони базуються на використанні рівнянь граничної рівноваги. За допомогою цих методів важко враховувати дійсну пружно-пластичну роботу ґрунтів, локальне руйнування ґрунтових мас. Окрім цього, недоліком цих методів є припущення про те, що у момент руйнування ґрунтова маса може бути розділена на блоки. Розділення на блоки, у свою чергу, змушує висувати різні гіпотези про взаємну дію сусідніх блоків один на одного, про напрями сил взаємодіючих блоків і т.д. Накопичення різних припущень призводить до втрати точності оцінки стійкості та визначення вірної поверхні ковзання, а результати розрахунків, отримані за різними схемами, як правило, не співпадають при кількісній оцінці.

Альтернативою традиційним методам є числові методи розрахунків, які дозволяють точніше оцінювати напружено-деформований стан масивів з урахуванням сучасних теорій опису міцності і деформативності ґрунтів.

Отримані результати можуть слугувати базою для аналізу міцності основ і стійкості схилів. Одним із способів врахування нелінійності роботи ґрунтів є метод скінченних елементів. Перевагами використання МСЕ у порівнянні із методами граничної рівноваги є:

- непотрібність прийняття допущень про поверхню сковзання; поверхня утворюється “природно”, проходячи через ділянки ґрунтової маси, в яких деформації зрушення не можуть сприйматися міцністю ґрунту;
- непотрібність висування гіпотез про взаємодію сусідніх блоків;
- можливість деформаційної оцінки стійкості схилу, врахування сумісної роботи будівлі та основи.

У теперішній час завдяки успіхам обчислювальної техніки, а також досягненням механіки ґрунтів, розроблено кілька рішень пружно-пластичних задач для ґрунтів (І.П. Бойко, О.К. Бугрова, О.В. Пілягіна, О.Б. Фадеева тощо). Серед різноманіття моделей використовується програмний комплекс “Start-2”, який базується на теорії пластичної течії. Він розроблений під керівництвом д.т.н., професора Д.М. Шапіро [3]. Фізичні рівняння вміщують механічні характеристики ґрунтів, які визначаються за стандартними методиками. Процедурна основа розрахунку представлена методом початкових напружень з ітераційним процесом та постійною матрицею жорсткості. Даний програмний комплекс було модернізовано у Полтавському НТУ. Розроблено сучасний інтерфейс під “Windows 98/2000”. У постановці задачі враховані наступні допущення:

- прояви нелінійності містять пластичну деформацію формозміни при складному напруженому стані, безперешкодне деформування при розтязі, зсув по заданій поверхні;
- при складному напруженому стані загальні деформації включають пружну та пластичну частини; пластична складова деформацій виникає після досягнення напруженим станом границі міцності у відповідності з критерієм Мора-Кулона для плоскої задачі;
- вектори головних деформацій і головних напружень прийняті співвісними.

На стадії пластичного деформування врахована дилатансія, як співвідношення між швидкостями зміни об’єму та формозміни. Використовується трикутний скінченний елемент. Врахування напружень від власної ваги ґрунту проводиться за кожним скінченним елементом.

Програмний комплекс “Основа-1” знайшов своє використання при оцінюванні напружено-деформованого стану основи, яка має підземні виробки. Ці проблеми актуальні для міст центральної України, де розповсюджені стародавні підземні ходи. З її допомогою можливо побудувати мульду зрушення і відповідно деформації самої будівлі. Досліджено вплив місцеположення виробки відносно самої будівлі.

Для вирішення задачі визначення поверхні ковзання розроблено програмний комплекс “CONCORD-4.0” для розрахунку ґрунтових основ методом скінчених елементів у фізично- та геометрично-нелінійній постановці [4]. Прийняті такі гіпотези класичної теорії:

- ґрунт вважається ізотропним та однорідним;



- деформації формозміни нелінійні;
- навантаження вважається простим і дотримується співвісність тензорів напружень та деформацій.

В основу моделі покладена залежність між октаедричними дотичним напруженням та зрушенням у вигляді функції третього порядку (рис.1)

$$\xi = \frac{\tau_0}{\hat{\tau}_0} = \frac{\lambda \eta}{1 + A\eta + B\eta^2 + C\eta^3},$$

де  $\hat{\tau}_0$  граничне значення, що відповідає вичерпанню міцності ґрунту.

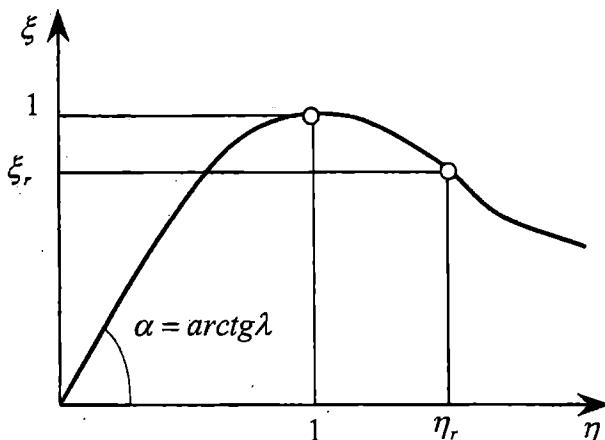


Рис. 1. Вихідна діаграма

Характеристики міцності ґрунту обмежують області можливих напруженого стану у просторі головних напружень  $\sigma_1, \sigma_2$  і  $\sigma_3$  граничною поверхнею міцності у вигляді конуса. Величина граничного дотичного напруження  $\hat{\tau}_0$  визначається за узагальненим критерієм Кулона-Мізеса

критерієм Мізеса-Шлейхера-Боткіна, який виражає залежність октаедрального дотичного від октаедрального нормального напруження:

$$\tau_0 = \sigma_0 \operatorname{tg} \varphi_0 + c_0, \text{ де } \operatorname{tg} \varphi_0 = -\sqrt{\frac{3}{2}} \sin \varphi, \quad c_0 = \sqrt{\frac{3}{2}} c \cdot \cos \varphi, \quad \varphi - \text{кут}$$

внутрішнього тертя,  $c$  – питоме зчеплення ґрунту.

Відповідно прийнятим гіпотезам об'ємні деформації нелінійні і обумовлені впливом октаедричних об'ємних деформацій, дилатанцією та ущільненням ґрунту у процесі деформування:

$K = K_0 f_\varepsilon(\varepsilon_0) f_d(\tau_0) f_u(\sigma_0)$ , де  $K_0$  – початкове значення об'ємного модуля,  $f_\varepsilon, f_d, f_u$  - відповідні функції нелінійності.

Властивості середовища задаються у вигляді набору початкових пружних характеристик і функцій, які визначають дотичні характеристики в залежності від деформацій та напружень. Навантаження прикладається малими ступенями в необхідній послідовності, а напруження в елементах після кожного ступеню сумуються. Перший крок рішення проводиться при пружних властивостях матеріалів, які відповідають початковому напружено-деформованому стану, а для кожного наступного кроку характеристики міцності та деформативності визначаються відповідно до

досягнутого рівня напружено-деформованого стану. Тобто отримання нелінійного рішення відбувається за так званим методом змінних дотичних характеристик.

Розглянемо схили у м. Полтаві по вул. Інститутський проріз та м. Кременчуці по Автокразівському бульвару.

Зсув “Інститутський проріз” знаходиться на схилі правого берега р. Ворскли [5]. Сформувався з делювіальних та пролювіальних відкладів, які ковзають по строкатих глинах. Товща цих відкладів постійно змінюється. У результаті сильних злив або танення снігів язик зсуву насичується водою і може продовжити рух вниз по схилу. В результаті руху ґрунту один із будинків, що будувалися на схилі накренився і просів на 30-40 см. Зараз зсув не зупинився – з’являються нові тріщини в місцях зривів масивів ґрунту, нахилиються дерева.

Проведені розрахунки дозволили побачити реальну картину утворення поверхні ковзання, що досить точно збігається із натурними спостереженнями. Поверхня ковзання проходить по межі шарів суглинку та глини (рис.2).

Осідання фундаментів будинку досягають 9 см, а переміщення вниз по схилу – 1,8 см.

При оцінці стійкості схилу за ДБН В.1.1-3-97 [1], приймаючи

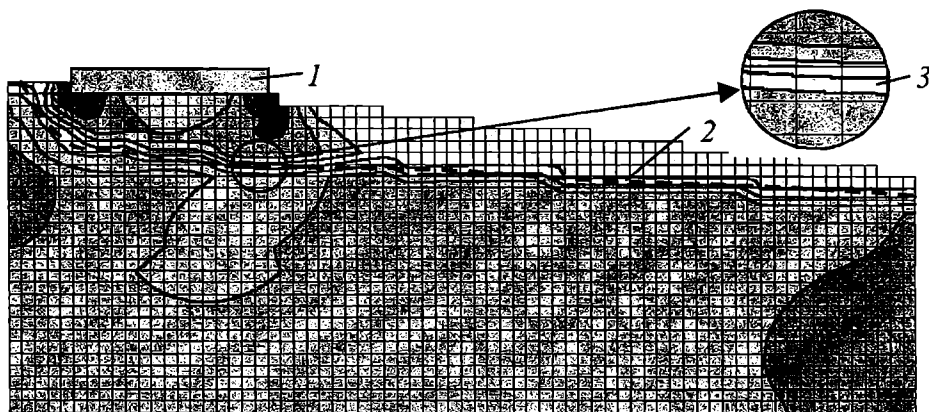


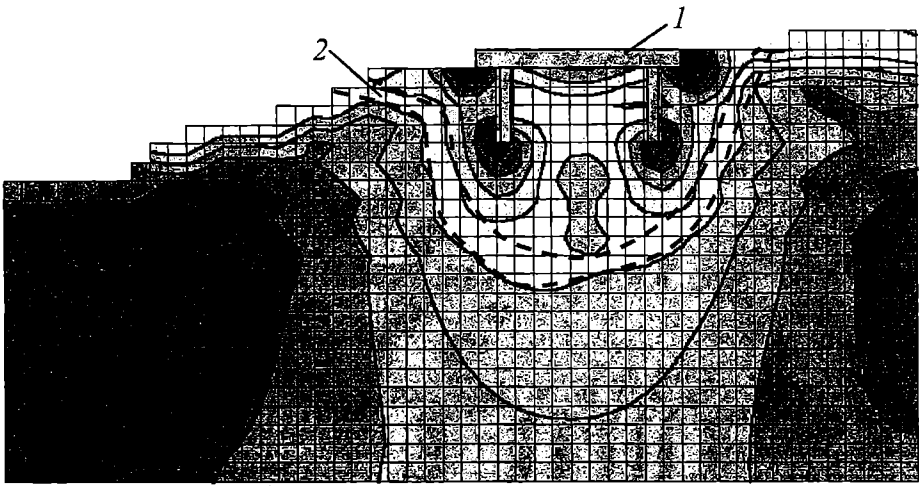
Рис. 2. Розподіл граничних напружень під житловим будинком:

1 – фундамент будинку; 2 – поверхня ковзання; 3 - зона із граничними напруженнями

поверхню ковзання за результатами моделювання НДС, отримуємо коефіцієнт стійкості  $k_{st}=0,766$  (за методом КЦПК  $k_{st}=0,843$ ).

Схил у м. Кременчуці у геоморфологічному відношенні належить схилу високої лівобережної тераси р. Дніпра та не має виявлень сучасних зсувних процесів. В геологічній будові тут приймають участь алювіальні відклади, які представлені пісками та супісками.

Моделювання напружено-деформованого стану схилу дозволило виявити утворення можливої поверхні ковзання при втраті схилом стійкості (рис.3). За ДБН В.1.1-3-97 [1], із урахуванням визначеної поверхні ковзання за МСЕ, отримуємо коефіцієнт стійкості  $k_{st}=2,132$ , що



*Рис. 3. Розподіл граничних напружень під житловим будинком:  
1 – фундамент будинку на палях; 2 – зона із граничними  
напруженнями*

підтверджує натурні спостереження – схил знаходиться у стійкому стані. Осідання фундаментів будинку досягають 3,5 см.

Застосування даної методики дозволяє отримувати напружено-деформований стан ґрунтових мас і виявляти зони з граничними напруженнями, у межах яких відбувається утворення поверхні ковзання.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.1-3-97. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. – К.: Держбуд України, 1998. – 40 с.
2. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). - М.: Стройиздат, 1986, - 415 с.
3. Шапиро Д.М. Практический метод расчета оснований грунтовых сооружений в нелинейной постановке// Основания, фундаменты и механика грунтов.-1985.- №5. С.19-21.
4. Клованич С.Ф. Расчет грунтовых оснований методом конечных элементов с использованием феноменологической модели материала// Строительные конструкции// Межвед. н. - т. сб. - Вып. 56.- Киев: НИИСК, 2002.-С. 120-129.
5. Зоценко М.Л., Великодний Ю.Й., Біда С.В. Зсувонебезпечні території м. Полтави // Бетон и железобетон в Украине. – 2001. – №1. – С.14-17.

## ПРИМЕНЕНИЕ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА ДЛЯ РАСЧЕТА РАСПОРНЫХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

**А. В. Гришин, И. Г., Бугаева (ОНМУ, г. Одесса),  
С. В. Бугаева («НТУУ КПИ», г. Киев)**

Известно, что любое портовое гидротехническое сооружение представляет собой совместную систему, состоящую из конструкции, грунтовой и водной среды. Каждый ее элемент в зависимости от материала конструкции и грунта, а также интенсивности внешних и объемных сил описывается упругой, упругопластической или упруговязкопластической моделью. На границе контакта элементов принимаются условия прилипания или проскальзывания. Определение напряженно – деформированного состояния системы сводится к решению краевой задачи.

Действующие нормативные документы и другие расчетные методики рекомендуют производить расчет сооружений, взаимодействующих с грунтом, в упругой стадии их работы или по предельным состояниям. Такой подход не позволяет проследить одновременно за напряженно – деформированным состоянием системы, начиная с момента ее нагружения и до потери несущей способности, так как упругий расчет не учитывает пластических деформаций материала, а расчет по предельным состояниям позволяет определить только разрушающие нагрузки. Кроме того, указанные методы не могут проанализировать совместную работу конструкции и взаимодействующего грунта на этапах строительства и эксплуатации сооружения.

Авторами рассмотрен метод совместного расчета причальных и других подпорных сооружений и взаимодействующего с ними грунта с учетом упруговязкопластических свойств их материалов, который позволяет более полно оценить работу сооружения в целом и выявить резервы его несущей способности.

Основные уравнения получены в [1] на основе теории вязкопластического течения с упрочнением, которая базируется на принципе максимума Мизеса [3]. Для численного решения рассматриваемой задачи разработаны алгоритм и программный комплекс, в котором дискретизация краевой задачи выполнена на основе метода конечных элементов, а итерационный процесс построен на основе метода Ньютона-Канторовича. Применительно к бетону и железобетону используется условие пластичности Г. А. Гениева, для грунта – условие Кулона – Мора и для металла – условие Треска - Сен-Венана или Мизеса.

Численное решение полученных уравнений выполнялось в два этапа, которые включают:

- дискретизацию уравнений как по времени, так и по области системы;

- построение решения в виде сходящегося итерационного процесса.

Нагрузка от собственного веса элемента  $\Gamma_{(e)}$  сводится к сосредоточенным узловым усилиям, которые определяются как

$$\bar{F}_s^N(e) = \int_{V(e)} F_s(e) \Psi(e)^N dV = \int_{V(e)} \gamma g \Psi(e)^N \begin{bmatrix} \sin \theta \\ -\cos \theta \end{bmatrix} dV, \quad (1)$$

где  $N$  – номер загруженного узла в элементе  $r_{(e)}$ ;  $\gamma$  – плотность материала элемента;  $g$  – ускорение силы тяжести;  $\theta$  – угол между осью  $x_2$  и гравитационной силой;  $\Psi(e)^N$  – функции формы.

Действующая на элемент распределенная нагрузка также сводится к сосредоточенным узловым усилиям, которые определяются по формулам:

$$\begin{aligned} \bar{q}_1^N(e) &= \int_{S_1(e)} \Psi(e)^N (G_t x_{1,\xi_1} - G_n x_{2,\xi_1}) d\xi_1, \\ \bar{q}_2^N(e) &= \int_{S_1(e)} \Psi(e)^N (G_n x_{1,\xi_1} + G_t x_{2,\xi_1}) d\xi_2, \end{aligned} \quad (2)$$

где  $G_n$ ,  $G_t$  – нормальная и касательная составляющие распределенной нагрузки на элемент.

При дискретизации системы использовались изопараметрические элементы. Для них аппроксимирующие функции  $\Psi(e)^N(x)$  служат не только для построения моделей искомым функций, но и для описания геометрических характеристик элементов.

Функции формы для восьмиузлового элемента в локальных координатах имеют вид [2]:

$$\begin{aligned} \Psi(e)^N(\xi) &= \frac{1}{4} \left(1 + \xi_1 \xi_1^N\right) \left(1 + \xi_2 \xi_2^N\right) \left(\xi_1 \xi_1^N + \xi_2 \xi_2^N - 1\right), \quad N=1,3,5,7; \quad (3) \\ \Psi(e)^N(\xi) &= \frac{1}{2} \left(\xi_1^N\right)^2 \left(1 + \xi_1 \xi_1^N\right) \left(1 - \xi_1^2\right) - \frac{1}{2} \left(\xi_2^N\right)^2 \left(1 + \xi_2 \xi_2^N\right) \left(1 - \xi_1^2\right), \\ &N=2,4,6,8 \end{aligned} \quad (4)$$

Для вычисления входящих в матрицу жесткости производных от функций формы, заданных в локальных координатах, по глобальным координатам используется зависимость между производными от функций формы по  $x_k$  и производными от них по  $\xi_k$ :

$$\Psi(e)^N_{(e), \xi_k} = \Psi(e)^N_{(e), x_s} x_{s, \xi_k}, \quad k, s=1,2. \quad (5)$$

Производные от функции формы  $\Psi(e)^N(\xi)$  по глобальным координатам  $x_k$  определяются как

$$\psi^N(e), x_k = \psi^N(e), \xi_s \xi_{s, x_k} = \psi^N(e), \xi_s \left[ J(e) \right]^{-1}, \quad (6)$$

где  $[J(e)]^{-1} = [\xi_{ss}, x_k]$  – матрица, обратная матрице Якоби.

Программный комплекс полностью автоматизирует наиболее трудоемкие операции по подготовке дискретной конечно – элементной модели системы.

Предварительно область подпорной стенки и взаимодействующего с ней грунта делится на укрупненные зоны. В качестве исходных данных для программы вводятся: количество зон и узлов в них; глобальные координаты узлов (x, y); количество материалов, характеристики материала (E,  $\mu$ , t,  $\rho$ ,  $\sigma_p$ , c,  $\sigma_c$ ,  $\phi$ , H); количество нагруженных узлов и их номера; погрешность вычислений; параметр дискретизации по времени; длина начального шага времени; прирост временного шага. Разбиение области на конечные элементы, нумерация узлов и элементов, вычисление их координат осуществляется в процессе выполнения программы.

Для упруговязкопластических задач итерационный процесс решает следующие основные задачи:

- достижение стабилизированного равновесного состояния за конечное количество временных шагов;
- определение решения рассматриваемой задачи с заданной точностью.

Итерационный процесс начинается при  $t_0 = 0$ . Для этого времени  $u_k^0, e_{ks}^0, \sigma_{ks}^0, e_{ks}^{(vp)0}$  полагаются равными нулю. Если при  $t = t_j$  достигнуто равновесное состояние тела и определены  $u_k^j, e_{ks}^j, \sigma_{ks}^j, e_{ks}^{(vp)j}$ , то итерационный процесс заканчивается, при выполнении условия

$$\frac{\sum_{i=1}^{N_2} \bar{e}_i^{(vp)(j+1)} \cdot \Delta t_{j+1}}{\sum_{i=1}^{N_2} \bar{e}_i^{(vp)j} \cdot \Delta t_j} \leq \epsilon_0, \quad (7)$$

где  $\sum_{i=1}^{N_2} \bar{e}_i^{(vp)(j+1)}$  – эффективные скорости вязкопластической деформации в момент времени  $t_{j+1}$ ,

$\bar{e}^{(vp)(j+1)} = \sqrt{2/3} \dot{e}_{ks}^{(vp)(j+1)} \dot{e}_{ks}^{(vp)(j+1)}$ ,  $N_2$  – количество точек

интегрирования по Гауссу во всей системе;  $\sum_{i=1}^{N_2} \bar{e}_i^{(vp)j}$  – эффективные

скорости вязкопластической деформации в момент времени  $t_j$ .

Если условие (7) выполняется, то временной цикл для заданного приращения нагрузки заканчивается. В случае необходимости задается новое приращение нагрузки, и организуется новый цикл по временным интервалам  $\Delta t$ .

В результате работы программы выводятся следующие данные:

- компоненты вектора перемещений в глобальных узлах системы;
- реакции в наложенных связях;
- компоненты тензора напряжений в точках интегрирования по Гауссу;
- максимальные и минимальные напряжения в точках интегрирования по Гауссу;
- номера точек интегрирования по Гауссу и элементов, в которых материал тела находится в состоянии текучести;
- графики пластических зон.

Рассмотрим расчет конструкции, взаимодействующей с грунтом, по предлагаемой методике на конкретном примере уголковой подпорной стенки [4], расчетная схема которой показана на рис. 1, а. Используются следующие исходные данные: для конструкции  $H = 6$  м,  $b = 4$  м,  $\gamma = 25$  кН/м<sup>3</sup>,  $E = 3 \cdot 10^4$  МПа,  $\mu = 0,3$ , предельные напряжения  $\sigma_c = 7$  МПа,  $\sigma_p = 0,8$  МПа, модуль упрочнения  $a_k = 20$  МПа; для грунта основания и засыпки  $\gamma = 18$  кН/м<sup>3</sup>,  $E_0 = 30$  МПа,  $\mu = 0,4$ ,  $\varphi = 30^\circ$ ,  $c = 0,01$  МПа. Принимается, что в плоскости контакта конструкции стенки и грунта существует их полное сцепление.

Результаты расчетов по предлагаемой методике и [4] представлены на рис. 1 и 2 в виде эпюр давления грунта на вертикальную стенку, контактных напряжений по подошве фундаментной плиты, эпюр перемещений элементов конструкции и поверхности грунта, эпюр нормальных напряжений в различных сечениях конструкции, а также графиков горизонтальных и вертикальных перемещений характерных точек конструкции во времени в течение всех этапов ее нагружения.

На рис. 1, б показаны эпюры бокового давления грунта, построенные по результатам расчета по обоим методам. Как видно из рисунка, эпюры, определенные по [4], как при действии равномерно распределенной нагрузки, так и без нее, имеют линейный характер, а интенсивность давления грунта растет пропорционально глубине (кривые 3 и 4). Расчетные эпюры давления грунта по предлагаемому методу носят явно нелинейный характер (кривые 1 и 2), существенно отличаются от расчетных по [4] как по величине, так и по характеру распределения по высоте стенки. Качественное отличие

а) Схема уголковой подпорной стенки б)  $\sigma_x$  по I-I в)  $\sigma_y$  по III-III г)  $u_y$  по III-III

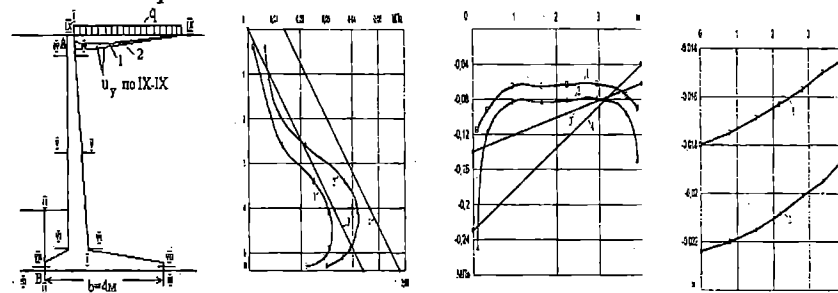


Рис. 1. Результаты расчета уголковой подпорной стенки:

- 1, 2 – по предлагаемому методу при  $q=0$  и  $q=0,03$  МПа;  
3, 4 – по нормативным документам при  $q=0$  и  $q=0,03$  МПа

сравниваемых эпюр давления грунта можно объяснить тем, что методика расчета по [4] предполагает образование предельного напряженного состояния во всем массиве грунта. Однако в такое состояние грунт переходит далеко не всегда. В общем случае грунт находится в смешанном напряженном состоянии, когда в одной его области имеет место предельное состояние, а в другой – допредельное. Предлагаемая методика расчета учитывает совместную работу конструкции и контактирующего грунта, позволяет охарактеризовать любое сложное напряженное состояние в грунтовой среде на всех этапах ее нагружения.

Из анализа эпюр контактных напряжений по подошве фундаментной плиты (рис. 1, в), построенных по результатам расчета по обоим методам, следует, что эпюры по [4] имеют трапецеидальный вид с максимальной ординатой под передним ребром фундаментной плиты (кривые 3 и 4).

Эпюры контактных напряжений по предлагаемому методу - явно нелинейны (кривые 1 и 2), носят седлообразный вид и существенно отличаются от нормативных.

На рис. 1, г показаны графики вертикальных перемещений грунта основания под фундаментной плитой  $u_y$  по сечению III – III. Как видно из рисунка, осадка грунта основания по контакту с фундаментной плитой как при действии полезной нагрузки, так и без нее изменяется по ширине плиты нелинейно и совпадает с деформациями фундаментной плиты.

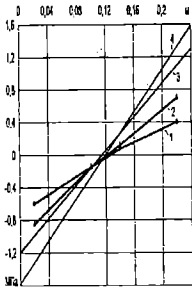
Определенный интерес представляют графики распределения нормальных напряжений в различных сечениях конструкции уголкового стенки (рис. 2), построенные по результатам расчета по предлагаемой методике и по [4]. Распределение нормальных напряжений  $\sigma_y$  в сечении IV – IV, вычисленных по двум методам, имеет линейный характер как при действии распределенной нагрузки на поверхности засыпки, так и без нее. Однако максимальные напряжения по [4] в 2,4 раза больше расчетных по методу авторов. Характер распределения нормальных напряжений в средней части вертикальной плиты (сечение V – V) по [4] и предлагаемой методике имеет одинаковую закономерность. При этом максимальные напряжения, вычисленные по [4], на 30% превышают расчетные по предлагаемой методике. В сечении VI – VI, расположенном на стыке вертикальной и фундаментной плит, характер распределения нормальных напряжений по толщине плиты по этим двум методикам существенно отличается. Если эпюра нормальных напряжений по [4] остается линейной, как и в предыдущих случаях, то по рассматриваемому методу она имеет нелинейный характер со значительным уменьшением напряжений в растянутой зоне сечения. При этом максимальные напряжения по [4] в сжатой зоне сечения плиты в 1,4 раза, а в растянутой зоне в 1,6 раза больше, чем по предлагаемому методу.

Особый интерес представляют графики распределения нормальных напряжений по ширине фундаментной плиты в сечении VII-VII, проведенном посередине ее высоты (рис. 2, г). Графики построены по результатам расчета по предлагаемому методу. При отсутствии нагрузки на поверхности засыпки эпюра  $\sigma_y = f(b)$  имеет знакопеременный

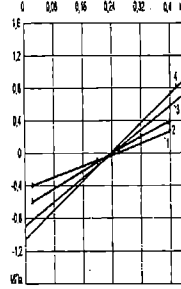


характер (кривая 1): по концам плиты возникают растягивающие напряжения с максимальной ординатой  $y$

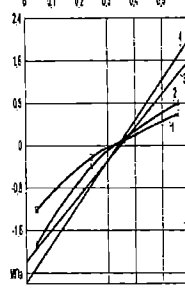
а)  $\sigma_y$  по IV-IV



б)  $\sigma_y$  по V-V



в)  $\sigma_y$  по VI-VI



г)  $\sigma_y$  по VII-VII

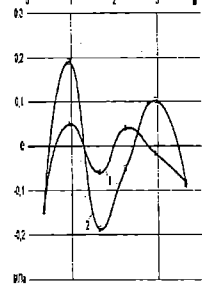


Рис. 2. Эпюры нормальных напряжений  $\sigma_y$  в различных сечениях конструкции:

- 1, 2 – по предлагаемой методике при  $q=0$  и  $q=0,03$  МПа;  
3, 4 – по нормативным документам при  $q=0$  и  $q=0,03$  МПа

передней грани  $\sigma_y = 0,15$  МПа и у задней –  $0,09$  МПа. Затем  $\sigma_y$  уменьшаются, меняют свой знак и приобретают максимальные значения у переднего ребра соединения вертикальной и фундаментной плит  $\sigma_y = 0,06$  МПа и  $\sigma_y = 0,05$  МПа на расстоянии  $2,2$  м от передней грани плиты. В зоне тылового ребра соединения вертикальной и фундаментной плит вновь возникают растягивающие напряжения  $\sigma_y = 0,06$  МПа. При наличии полезной нагрузки на поверхности засыпки  $q = 0,03$  МПа изменение нормальных напряжений по ширине фундаментной плиты имеет ту же закономерность, что и при отсутствии нагрузки. Максимальные ординаты в отмеченных точках в 2 – 2,5 раза больше, чем в предыдущем случае.

На рис. 3 показано изменение вертикального и горизонтального перемещения точек А (линия 1) и В (линия 2) подпорной стенки во времени.

Из графиков следует, что стабилизация процесса деформации наступает через 80 суток. В момент стабилизации деформаций перемещения увеличились с  $1,5$  см до  $2,75$  см, т.е. в 1,8 раза.

Анализ результатов выполненных расчетов показал, что предлагаемая методика совместного расчета конструкций и взаимодействующего с ними грунта с учетом упругих, вязких и пластических свойств их материалов более полно оценивает работу сооружения в целом и позволяет выявлять резервы несущей способности при проектировании и в процессе эксплуатации подобных сооружений.

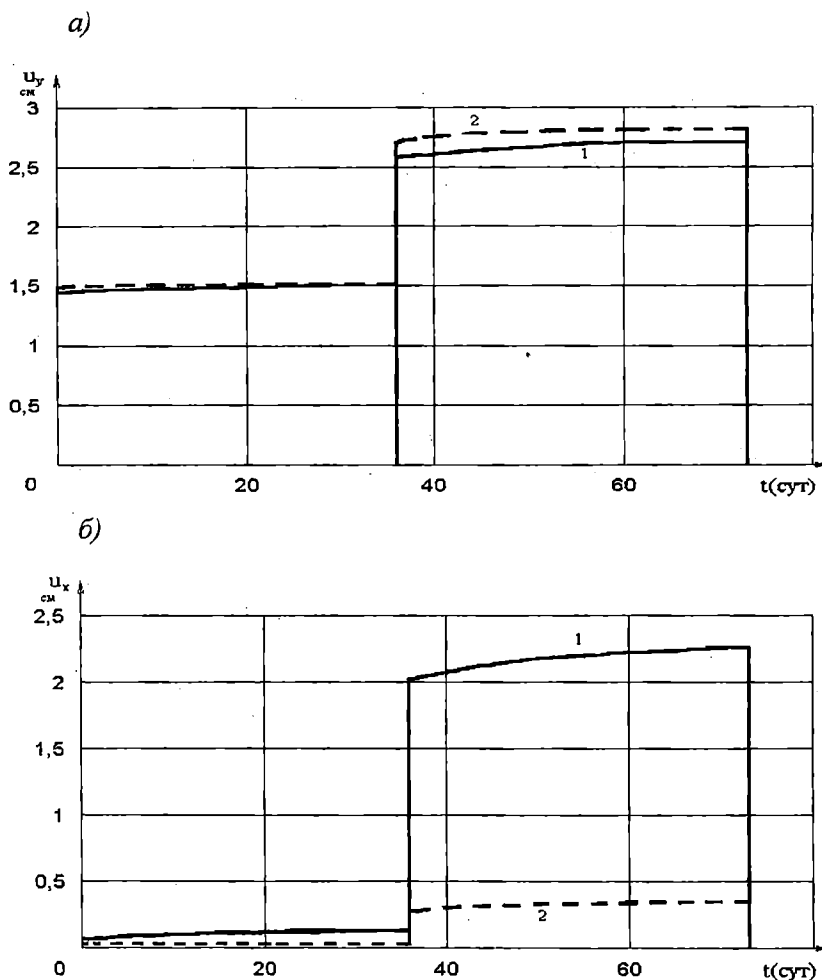


Рис. 3. Изменение вертикального (а)) и горизонтального (б)) перемещения характерных точек подпорной стенки во времени

## ЛИТЕРАТУРА

1. Гришин А. В., Федорова Е. Ю. Нелинейные динамические задачи расчета портовых гидротехнических сооружений. – Одесса: ОНМУ, 2002. – 125 с.
2. Zienkiewicz O. C. The finite element method. – McGraw – Hill Book Company (UK) Limited, 1986. – p.787.
3. Ивлев Д. Д., Быковцев Г. И. Теория упрочняющегося пластического тела. – М.: Наука, 1971. – 232 с.
4. Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства. ЦНИИПромиздат Госстроя СССР. – М., 1984. С. 52 – 61.

## РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ, ВОЗВОДИМЫХ С УПЛОТНЕНИЕМ ГРУНТА, МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ГЕОМЕТРИЧЕСКИ И ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОЙ ПОСТАНОВКЕ

Ю.Л. Винников (ПНТУ, г. Полтава)

Для учета сложной формы оснований и фундаментов, возводимых с уплотнением грунта, неоднородности массива, включая и изменения свойств грунтов, существования в нем областей в упругом и предельном состоянии при оценке напряженно-деформированного состояния (НДС), в т. ч. за пределами линейного деформирования, популярны численные методы, среди которых наиболее универсален метод конечных элементов (МКЭ). Современные КЭ методики, базирующиеся на мере малых деформаций, позволяют достаточно адекватно описывать НДС оснований и фундаментов, возводимых с уплотнением грунта, при их работе, но пути получения наведенных характеристик грунтов в околофундаментном пространстве не соответствуют этому уровню.

Возможность получения наведенных характеристик среды при устройстве в ней оснований и фундаментов с уплотнением грунта может открыть моделирование МКЭ быстротекущих процессов в грунтах. К трудностям этого направления можно отнести: 1) значительную физическую нелинейность (прежде всего, сжимаемость) грунтов, следствием чего есть проблемы учета характера и скорости нагружения основания; 2) геометрическую нелинейность (большие необратимые деформации и локальные перемещения грунтов), из-за которой математическая реализация задач сопровождается значительным искажением КЭ сетки, что вызывает необходимость ее нерегулярной перестройки (это создает технические трудности и увеличивает погрешности численных решений); 3) неизвестность, в ряде случаев, области контакта рабочего органа (фундамента, свай) с грунтом. В этом направлении следует выделить работы В.Н. Аптукова и А.А. Бартоломея, И.П. Бойко, М.М. Дубины, В.Н. Парамонова и А.Б. Фадеева, В.С. Прокоповича, R.B. Seed и J.M. Duncan.

НДС оснований и фундаментов, возводимых с уплотнением грунта, при их устройстве и последующем нагружении возможно оценивать с использованием программного комплекса "PRIZ-Pile" [1, 2], ориентированным на задачи уплотнения основания, в котором МКЭ реализовано решение осесимметричной задачи в физически и геометрически нелинейной постановке, учитываются схемы уплотнения грунта, скорость передачи на него давления, технологические, геометрические и конструктивные особенности методов уплотнения. Восьмиузловые изопараметрические КЭ с квадратичным описанием геометрии дают возможность использовать, кроме прямоугольной сетки КЭ, еще и криволинейную. Параметры феноменологической модели грунта в расчетном комплексе: зависимость соот-

ношения текущего и начального модулей деформации  $E_i/E_0$  от соответствующих им объемов КЭ  $V_i/V_0$ ; зависимость сопротивления грунта срезу  $\tau$  при аналогичных значениях нормального давления  $\sigma$ ; соотношения значений модулей деформации в направлении осей X, Y, Z (для случая ортотропной среды); удельный вес грунта  $\gamma$ ; коэффициент Пуассона  $\nu$ .

Ниже приводятся характерные примеры наведенных характеристик грунтов в массиве искусственных оснований и вокруг фундаментов для трех классов методов уплотнения грунта [3], которые определялись в ходе первого этапа (устройство основания или фундамента) моделирования. Результаты моделирования сравниваются с данными натуральных экспериментов.

Для класса «Работа (уплотнение) грунта без возможности его бокового вытеснения из-под рабочего органа или фундамента» (условно – «компрессионная задача») при моделировании задаются вынужденные перемещения только в одном направлении. Поэтому характерно уплотнение грунта лишь в этом направлении, а также отсутствие в массиве зон разуплотнения. К этому классу отнесены намывные и насыпные массивы, длительно обжатые основания, поверхностное уплотнение грунта, грунтовые подушки и т.д.

На рис. 1 дан пример поверхностного уплотнения лессового грунта (природное значение плотности сухого грунта  $\rho_d = 1.41-1.47 \text{ г/см}^3$ ) вследствие понижения поверхности на 1 м от сбрасывания трамбовки диаметром  $d = 2,2 \text{ м}$  и массой  $Q = 13,0 \text{ т}$  с высоты 6,5-7,5 м (экспериментальные данные Н.С. Шикаловича [4]). При моделировании задавалось природное значение  $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$ .

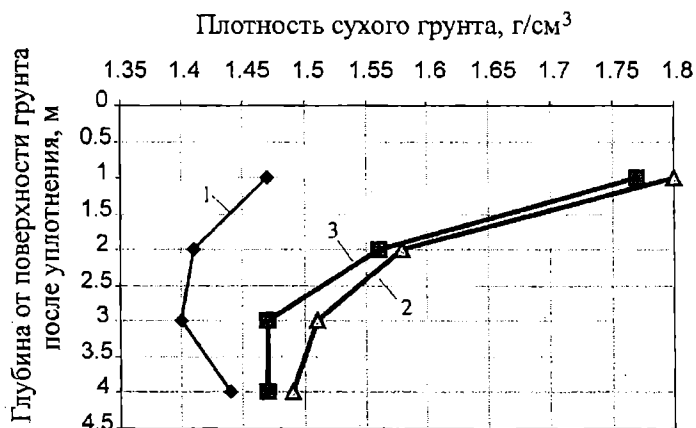


Рис. 1. Изменение плотности сухого грунта по глубине: 1 – в природном состоянии по данным натурального эксперимента; 2 – после уплотнения согласно моделированию; 3 – то же по данным натурального эксперимента

Класс «Работа грунта с ограниченной возможностью его бокового вытеснения из-под рабочего органа или фундамента» («задача о погружении жесткого плоского штампа») характеризуют перемещения и уплотнение грунта преимущественно в приоритетном направлении. Возможно образование в массиве зон разуплотнения (выпора) непосредственно за пределами фундамента (штампа). К этому классу отнесены основания с глубинным уплотнением грунта.

Картина уплотнения грунта вокруг грунтовой сваи дана на рис. 2. Наибольшее уплотнение грунта - непосредственно возле сваи ( $\rho_d = 1,89$  г/см<sup>3</sup>), а радиус зоны достаточного уплотнения (где  $\rho_d = 1,6$  г/см<sup>3</sup>) составил менее 0,60 м.

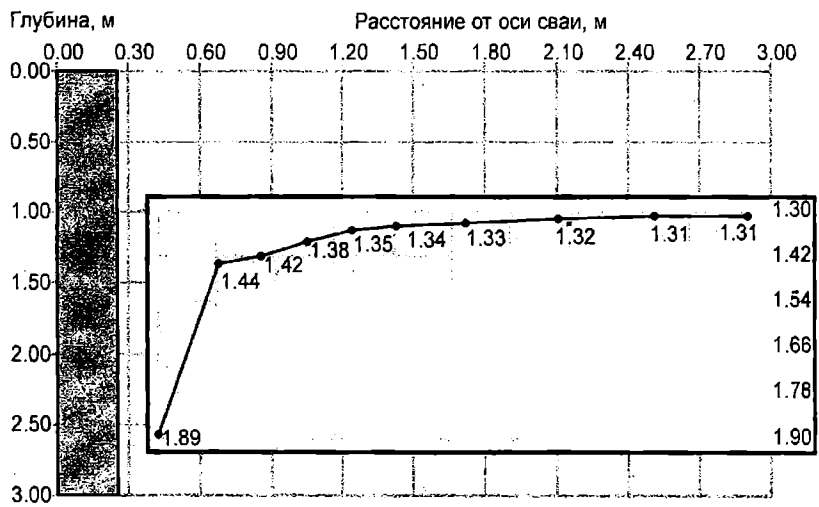


Рис. 2. Изменение плотности сухого грунта вокруг грунтовой сваи согласно моделированию



Рис. 3. График изменения минимального значения плотности сухого грунта в массиве в зависимости от расстояния между осями грунтовых свай

Моделирование глубинного уплотнения основания в целом при армировании его грунтовыми сваями осуществлялось для разных расстояний между их осями:  $\ell = 1,5; 1,8; 2,1; 2,4; 2,7; 3,0$  м. График изменения минимального значения плотности сухого грунта  $\rho_d$  в массиве в зависимости от величины  $\ell$  приведен на рис. 3. При  $\ell < 1,5$  м происходит выпор грунта на поверхность [5].

Для класса «Работа грунта с возможностью его вытеснения из-под рабочего органа или фундамента в различных направлениях» («задачи погружения пенетрационного наконечника или полусферового штампа») характерны перемещения и уплотнение грунта в разных направлениях, возможность образования разуплотненных зон грунта в разных частях массива. К этому классу отнесены различные сваи, в т. ч. с уширениями, блоки, фундаменты в вытрабованных и выштампованных котлованах и т. д.

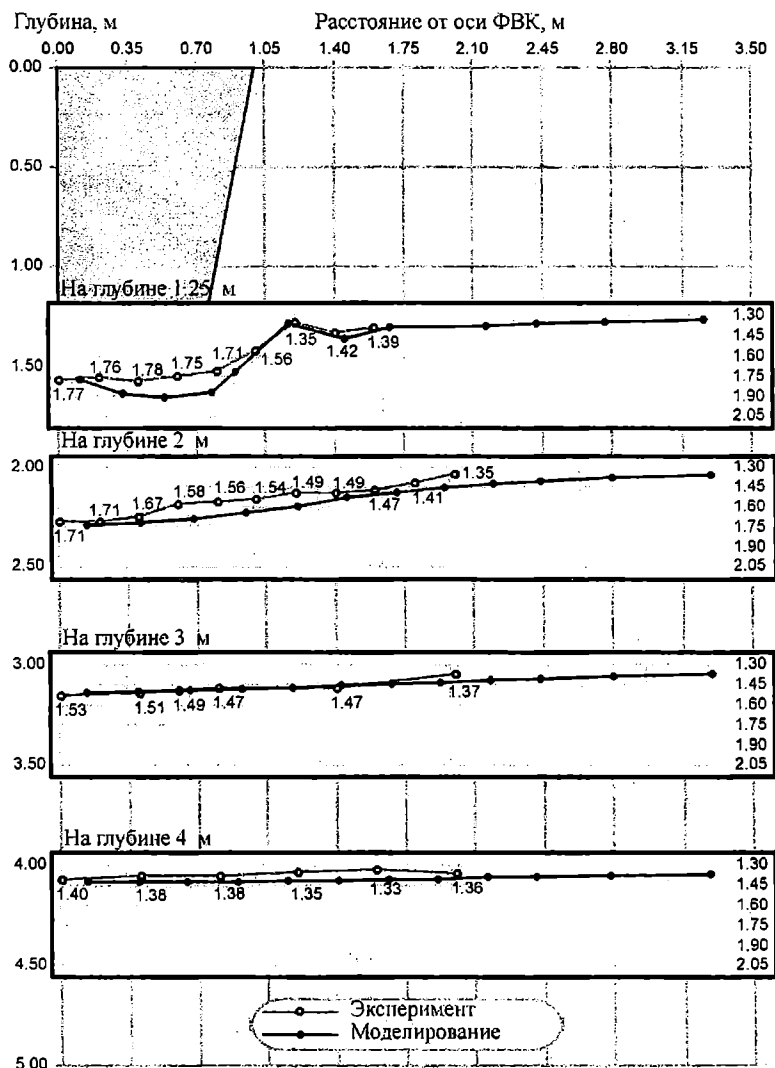


Рис. 4. Изменение плотности сухого грунта вокруг ФВК

На рис. 4 приведено изменения плотности сухого грунта вокруг фундамента в вытрамбованном котловане (ФВК) без уширения. Глубина ФВК  $h = 1250$  мм, верхний диаметр  $D = 2000$  мм, нижний  $d = 1500$  мм) в лессовидном суглинке с  $\rho_d = 1.33 - 1.35$  г/см<sup>3</sup> (экспериментальные данные Ю.В. Власова [6]).

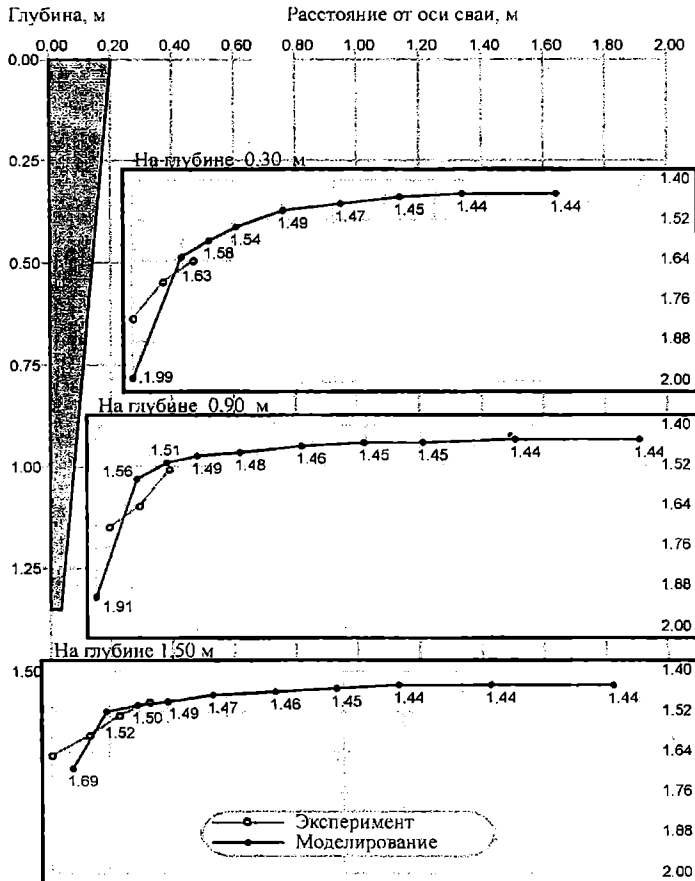


Рис. 5. Изменение плотности сухого грунта вокруг короткой пирамидальной сваи

На рис. 5 приведено изменения плотности сухого грунта вокруг забивной пирамидальной сваи сечением головы 40x40 см и острия 7x7 см, которая погружена в лессовый суглинок с  $\rho_d = 1.44$  г/см<sup>3</sup> на глубину 134.6 см (экспериментальные данные А.И. Догадайло).

Сравнение графиков изменения плотности сухого грунта вокруг фундаментов согласно данным численного и натурного эксперимента показало, что они достаточно близки между собой. Исключение составляет некоторое (не более 5 %) превышение смоделированных значений над натурными данными в пределах, так называемой, «грунтовой рубашки». Аналогичные результаты получены и для наведенных значений модуля деформации грунта.

На приведенные значения характеристик грунта влияют его природная плотность, геометрические размеры фундаментов и способ их возведения. На точность определения характеристик уплотненных грунтов при моделировании существенно влияют величина заданных вынужденных перемещений узловых точек расчетной области и дискретизации этой области на КЭ.

Смоделированные характеристики уплотнения грунта вокруг фундаментов и в пределах искусственных оснований используются для расчетов их работы под эксплуатационной нагрузкой (на втором этапе моделирования).

Таким образом, установлена возможность определения достаточно достоверных значений характеристик грунтов в массиве искусственных оснований и вокруг фундаментов для различных методов уплотнения грунта в рамках решения осесимметричной упругопластической задачи МКЭ.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко Н.И., Клованич С.Ф., Школа А.В., Винников Ю.Л. Моделирование работы фундаментов уплотнения методом конечных элементов// Вестник отделения строительных наук// Российская академия архитектуры и строительных наук. – Вып.2.-1999.- С.191-195.
2. Vynnykov Yu. Numerical Solutions of Non-linear Three-dimensional problems of Interaction of Compaction Foundations with Soil // Geotechnical Problems of Construction, Architecture and Geoenvironment on Boundary of XXI Century. – Proceedings of the First Central Asian Geotechnical Symposium. – Astana, 2000. – Vol. II. - P. 746-749.
3. Винников Ю.Л. До загальних принципів математичного моделювання процесів ущільнення основ// Зб. наук. праць. – Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 2002. – Вып. 8. – С. 80-83.
4. Шикалович Н.С., Колесников Л.И., Дуденко Ю.И., Кодрянова Р.М., Ересько Е.Е. Экспериментальные исследования метода интенсивного динамического уплотнения грунта// Вісник Одеської Державної академії будівництва та архітектури. Вып. № 4. – Одеса: ОДАБА, 2001. – С. 388-393.
5. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л. Експериментально-теоретичні дослідження основ, армованих вертикальними ґрунтовими пальями// Будівельні конструкції. – Міжвідомчий наук.-техн. зб. – Вып. 55.- К.:НДІБК, 2001.-С.49-52.
6. Возведение фундаментов на просадочных грунтах Сибири методом вытрамбовывания//Сб. науч. тр. СибЗНИИЭП. 1976. №14 - Новосибирск, 1976.-70 с.



## АВТОМАТИЗАЦІЯ РОЗРАХУНКУ ТА ОПТИМАЛЬНОГО ПРОЕКТУВАННЯ КОМБІНОВАНИХ СИСТЕМ

Ю.П. Кітов, Г.Л. Ватуля, С.М. Кириєнко (УкрГАЖТ, м. Київ)

У даній роботі, що є розвитком досліджень [1], викладаються питання оптимізації конструкцій статично визначної сталобетонної шпренгельної балки прольотної будівлі пішохідного моста і статично невизначної шпренгельної балки покриття. Включення шпренгеля в роботу балки є ефективним засобом для збільшення її несучої здатності, жорсткості і у багатьох випадках економічності. Подібне конструктивне рішення використовується як при створенні нових, так і при посиленні існуючих конструкцій. Раціональні конструкції досягаються шляхом варіації розташування розпірок між шпренгелем і верхнім поясом  $x$  і величин стріл  $f_1$ ,  $h_1$ .

### 1. СТАЛЕБЕТОННА ШПРЕНГЕЛЬНА БАЛКА ПРОЛЬотної СПОРУДИ ПІШОХІДНОГО МОСТА

На балку (рис.1) діють постійне рівномірно розподілене навантаження  $q$  – від власної ваги (рис.1,б) конструкції і тимчасове навантаження  $p$  від пішоходів (рис.1,г). У зв'язку з тимчасовим рухомих навантаженням, зусилля від нього, так як і від постійного (нерухомого) навантаження, визначаємо за допомогою ліній впливу. Небезпечними з погляду міцності балки будуть: переріз  $\xi$  – де виникає додатний максимальний згинальний момент і переріз 1(2) – у місці примикання розпірки, де виникає найбільший від'ємний момент. На рис.1 показані схеми завантаження ліній впливу  $\dot{I}_\delta$  і  $\dot{I}_\xi$  для одержання відповідно найбільшого від'ємного і додатного моментів

$$\ddot{E}_\xi = \frac{2\delta\xi l - \xi^2(l+2x)}{2(l+2x)}(p+q) - \frac{\xi l^2(l-2x)q}{8x(l+2x)}. \quad (1)$$

Для знаходження перерізу  $\xi$ , де згинальний момент  $M_\xi$  досягає максимуму, досліджуємо функцію (1) на екстремум,  $dM_\xi/d\xi = 0$ . В результаті отримаємо

$$\xi = \frac{8x^2 l(p+q) - l^2(l-2x)q}{8x(l+2x)(p+q)}. \quad (2)$$

Підставимо тепер (2) у (1) і знайдемо максимальний додатний момент

$$M_{\xi, \max} = \frac{l^2}{128x^2(l+2x)^2(p+q)} \left[ 8x^2(p+q) - l(l-2x)q \right]^2. \quad (3)$$

Відповідна максимальному додатному моменту (3) поздовжня сила визначається з такого виразу:

$$N_{\xi} = -\frac{l^2}{8f(l+2x)^2} \left[ 8x^2(q+p) + (l^2 + 4x(l-x))q \right]. \quad (4)$$

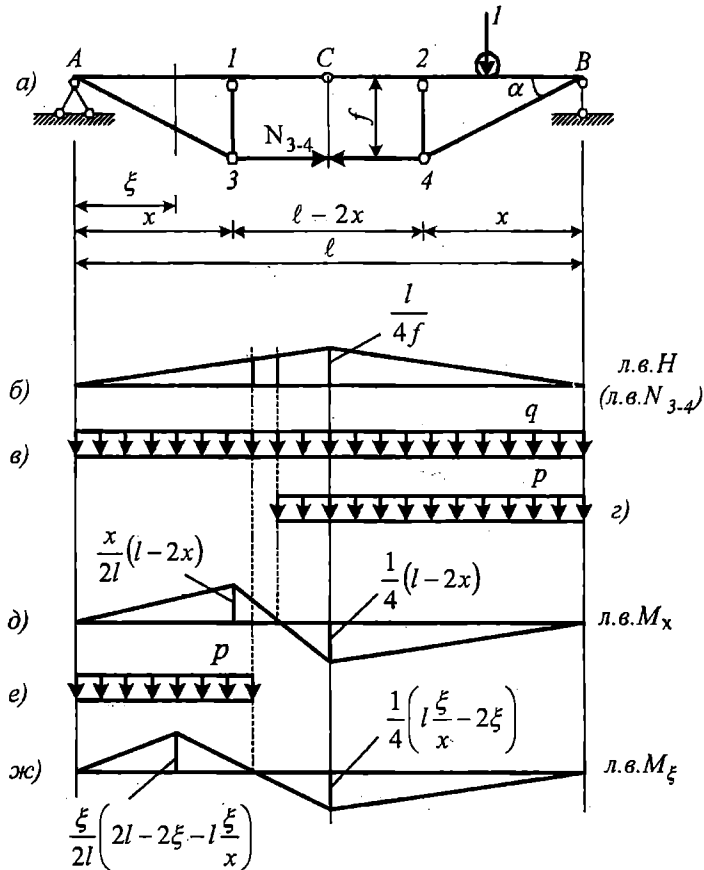


Рис. 1. Розрахункова схема статично визначної шпренгельної балки (а), лінії впливу  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_{\xi}$

Максимальний від'ємний момент у місці примикання розпірки до сталобетонної балки (точки 1(2) на рис. 1, а)

$$M_x = -\frac{(1-2x)}{8(l+2x)} \left[ q(l^2 - 4x^2) + pl^2 \right]. \quad (5)$$

Поздовжня сила в цьому ж перерізі

$$N_x = -\frac{ql^2}{8f} \left[ 1 + \frac{p}{q} \left( 1 - \frac{8x^2}{(l+2x)^2} \right) \right]. \quad (6)$$

Зусилля в елементах шпренгеля (рис.1,а) дорівнюють.

$$N_{3-4} = H = \frac{(q+p)l^2}{8f}; \quad N_{A-3} = N_{4-B} = H \sqrt{1 + \left( \frac{f}{x} \right)^2}; \quad N_{2-3} = -H \frac{f}{x}. \quad (7)$$

Аналіз отриманих рівнянь показує, що згинальні моменти  $\dot{I}_\xi$  (3),  $\dot{I}_\delta$  (5) не залежать від стріли  $f$  шпренгеля. Від цієї величини залежать поздовжні сили (4), (6) у перерізах балки і зусилля в елементах шпренгеля (7).

Найбільш часто застосовуваним критерієм оптимальності інженерної конструкції є умова мінімальності її маси при обмеженнях, що визначають необхідні характеристики міцності і жорсткості. Однак такий шлях вирішення задачі є досить трудомістким. Використаємо інший, більш простий критерій, що у достатній мірі еквівалентний умові мінімуму маси. Таким критерієм, який до того ж легко реалізується для даної конструкції пішохідного моста, є рівномірність балки в двох перерізах  $x$  і  $\xi$  (див. рис.1,а).

Кроковим перебором значень  $x$  при заданих постійному і тимчасовому навантаженнях визначимо шукане положення розпірки, що відповідає близьким за абсолютною величиною моментам (5) і (3) і поздовжнім силам.

Маючи значення моментів і поздовжніх сил (4), (6), за методикою, викладеною в [2, 3], будемо розрахункові криві  $N - M$ , що обмежують зону несучої здатності сталебетонного елемента заданої довжини в діапазоні знайдених зусиль, що характеризуються згином, позацентровим стиском (рис.2,а).

Маючи набір розрахункових кривих, легко підібрати необхідні розміри перерізу  $a$ ,  $b$ ,  $\delta$ . На рис.2,б наведені розміри перерізу верхнього поясу сталебетонної шпренгельної балки прольотом  $l = 16$  м. Навантаження на прольотну будівлю моста: постійне  $q = 5$  кН/м, тимчасове  $p = 6,4$  кН/м. Ширина моста – 3 м.

Маючи набір розрахункових кривих, легко підібрати необхідні розміри перерізу  $a$ ,  $b$ ,  $\delta$ . На рис.2,б наведені розміри перерізу верхнього поясу сталебетонної шпренгельної балки прольотом  $l = 16$  м. Навантаження на прольотну будівлю моста: постійне  $q = 5$  кН/м, тимчасове  $p = 6,4$  кН/м. Ширина моста – 3 м.

## 2. СТАЛЕБЕТОННА ШПРЕНГЕЛЬНА БАЛКА ПОКРИТТЯ

Розрахункова схема балки покриття показана на рис.3. Рівномірно розподілене навантаження  $q = 7,01 \text{ кН/м}$  згідно з СНиП II-6-74 включає власну масу конструкції і сніговий покрив.

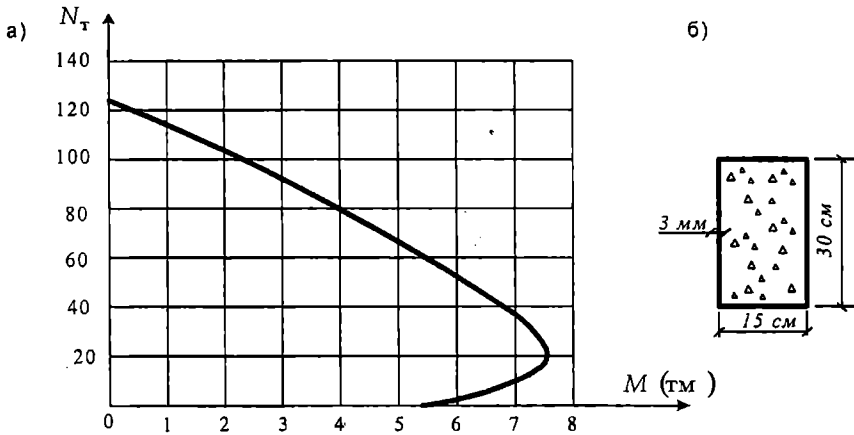


Рис. 2. Розрахункова крива, яка обмежує зону несучої спроможності сталобетонного елемента розрахункової довжини

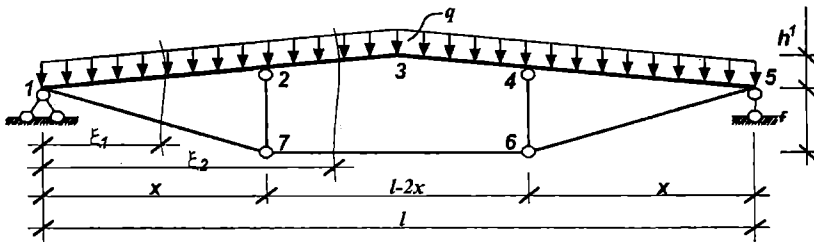


Рис. 3. Розрахункова схема статично шпренгельної балки

На відміну від задачі, викладеної в п. 1, сталобетонна шпренгельна балка покриття (рис.3) статично невизначна. Будь-яке зусилля в ній залежить від жорсткостей елементів. Тому рішення виконуємо в послідовних наближеннях при кроковому навантаженні. Ітераційний процес включає внутрішній і зовнішній цикли. У внутрішньому циклі уточнюються жорсткості перерізів верхнього поясу сталобетонної балки [2,3]. У зовнішньому циклі визначаються зусилля в зайвому зв'язку і внутрішні сили в заданій системі при відомих  $q$ ,  $x$ ,  $h_1$ ,  $f$ . У нульовому наближенні жорсткості максимальні і визначаються з припущення пружних властивостей матеріалів. Пружне рішення записується в такому вигляді:

$$N_1 = - \left[ \frac{(xl - 2h_1 f)X_1}{x\sqrt{l^2 + 4h_1^2}} + \frac{qlh_1}{\sqrt{l^2 + 4h_1^2}} \right]; \quad (8)$$

$$\check{E}_{\xi_1 \max} = \frac{q\xi_1(l - \xi_1)\sqrt{l^2 + 4h_1^2}}{2l} - X_1 \frac{(2xh_1 + lf)\xi_1}{xl}; \quad (9)$$

$$N_{\xi_1} = - \left[ \frac{(xl - 2h_1 f)X_1}{x\sqrt{l^2 + 4h_1^2}} + \frac{qh_1(l - 2\xi_1)}{\sqrt{l^2 + 4h_1^2}} \right]; \quad (10)$$

$$\check{E}_2 = \frac{qx(l - x)\sqrt{l^2 + 4h_1^2}}{2l} - X_1 \frac{(2xh_1 + lf)}{l}; \quad (11)$$

$$N_2^{\text{elá}} = - \left[ \frac{(xl - 2h_1 f)X_1}{x\sqrt{l^2 + 4h_1^2}} + \frac{qh_1(L - 2x)}{\sqrt{l^2 + 4h_1^2}} \right]; \quad (12)$$

$$N_2^{\text{ad}} = - \left[ \frac{lX_1}{\sqrt{l^2 + 4h_1^2}} + \frac{qh_1(L - 2x)}{\sqrt{l^2 + 4h_1^2}} \right]; \quad (13)$$

$$\check{E}_{\xi_2 \max} = \frac{q\xi_2(l - \xi_2)\sqrt{l^2 + 4h_1^2}}{2l} - X_1 \left( \frac{2(lh_1 - 2xh_1)(\xi_2 - x)}{l(l - 2x)} + \frac{(2xh_1 + lf)}{l} \right); \quad (14)$$

$$N_{\xi_2} = - \left[ \frac{lX_1}{\sqrt{l^2 + 4h_1^2}} + \frac{qh_1(L - 2\xi_2)}{\sqrt{l^2 + 4h_1^2}} \right]; \quad (15)$$

$$\check{E}_3 = \frac{ql\sqrt{l^2 + 4h_1^2}}{8} - X_1(h_1 + f); \quad (16)$$

$$N_3 = - \frac{lX_1}{\sqrt{l^2 + 4h_1^2}}; \quad (17)$$

$$\text{де } \xi_1 = \frac{l}{2} - \frac{X_1(2xh_1 + lf)}{qx\sqrt{l^2 + 4h_1^2}};$$

$$\xi_2 = \frac{l}{2} - \frac{2X_1h_1}{q\sqrt{l^2 + 4h_1^2}};$$

$X_1 = f(EA, EJ, h_1, f, x)$  - зайве невідоме.

Процес послідовних наближень організовується таким чином, що для кожного  $n$ -го наближення здійснюється кроковий перебір значень  $x, h_1, f$ , визначається несуча здатність (див. рис.2) балки в перерізах  $\xi_1$ ,

$x$ ,  $\xi_2$ ,  $l/2$ , виконується аналіз отриманих рішень, коректуються дані для наступного наближення.

В результаті розрахунку оптимальні параметри балки, що характеризують рівномірність у відзначених вище чотирьох перерізах вийшли такими:

$$x = 5,17 \text{ м}, \quad h_1 = 1 \text{ м}, \quad f = 2 \text{ м}.$$

Характеристики перерізу:

елементи 2-7, 4-6, – 2 63х4

елементи 1-7, 7-6, 6-5 – 2 63х4

верхній пояс: обойма □ 140х100х4, бетон класу В3.5.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Ватуля Г.Л. Несущая способность сталебетонных балок прямоугольного сечения, усиленных ипренгелем: Дис.... канд. техн. наук: 05.23.01. Защищена 04.11.99, Утв. 09.02.2000; – Х., 1999. – 160 с.
2. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при изгибе и внецентренном сжатии // Известия вузов: Строительство. – 1992. – №1 – С. 6-10.
3. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д., Салам А. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при изгибе и внецентренном сжатии // Строительная механика и расчет сооружений. – 1992. – №3. – С.9-17.

## КОМПЛЕКС ЗДАНИЙ ДЛЯ ХРАНЕНИЯ СЫПУЧИХ МАТЕРИАЛОВ

**А.М. Ставницер, В.Б. Котвицкий («ТІС», г. Южный),  
С.Ф. Клованич (ОНМУ, г. Одесса), И.В. Шеховцов (ОГАСА, г. Одесса)**

В последние годы предприятие «Трансинвестсервис» возвело целый ряд закрытых портовых складов сыпучих материалов, ориентированных на наиболее современные технологии выполнения погрузочно-разгрузочных работ и переработки грузов. Особенностью этих складов является большие пролеты, максимальное использование внутреннего объема, навесное технологическое оборудование, большие уклоны кровли, применение местных строительных материалов и технологий строительства и т.д. Готовые модули, предлагаемые отечественной и зарубежной промышленностью, как правило, не удовлетворяли этим требованиям. Поэтому большая часть складских помещений была построена по индивидуальным проектам. Характерно, что в несущих и ограждающих конструкциях складов применены материалы, имеющиеся в большом ассортименте в Украине (металлопрокат и железобетон), обладающих доступной ценой и хорошим качеством. Реализованы проекты пятисекционного раздвижного склада пролетом 27 м с грейферной технологией погрузки, склада пролетом 26 м с бортовыми несущими стенами, и склад пролетом 62.4 м с конвейерными галереями по коньку. Конструктивные семы поперечников этих сооружений приведены на рис.1-3. Особый интерес представляет третий склад (рис.3), являющийся на сегодня самым большим портовым складом сыпучих грузов в Украине. Его длина равна 250 м, высота поперечных шпренгельных ферм 2 м, они установлены с шагом 2.4 м. Уклон кровли составляет  $40^\circ$ , что отвечает углу внутреннего трения большинства сыпучих материалов. Поперечные фермы опираются с одной стороны на ленточные фундаменты, с другой, на подстропильные фермы длиной 31.2 м. В свою очередь подстропильные фермы опираются на стойки диаметром 1 м, изготовленные из двух труб вставленных одна в другую, с заполнением пространства между ними бетоном. Фундаменты под эти стойки – столбчатые. Продольные фермы, помимо этого, служат основой несущей системы ленточного конвейера. Все металлоконструкции выполнены из стандартных прокатных профилей (швеллер, уголок) и листового металла различной толщины. Задача проектирования несущих систем здания осложнялась геологическими условиями, основанием служили насыпные заиленный пески. Кроме того, помимо нагрузок от покрытия, необходимо было учесть нагрузки на основание, вызванные весом складированного материала. Расчеты деформаций основания методом послойного суммирования, выполненные с помощью программного комплекса «Мопоташ», дали величину осадки от веса штабеля сыпучего материала,

равную 10-11 см. Естественно, что перемещения центральной стойки, которая перемещается вслед за основаниям на такую значительную величину не могло не сказаться на величинах внутренних усилий в конструкциях покрытия.

Конструктивная схема поперечника представлена на рис.3. Все расчеты выполнены с помощью программного комплекса «Lira-Windows» в три этапа. На первом этапе были осуществлены поверочные расчеты отдельных конструктивных элементов с целью предварительного определения их сечений. На втором этапе расчетная схема представлялась комбинированной пространственной системой (рис.4) с заданными жесткостными характеристиками. Пространственный каркас рассчитывался на действие постоянной и временной нагрузок (снег, ветер) по сочетаниям. Полученные расчетные данные позволили уточнить сечения основных элементов и произвести необходимые корректировки в первоначальной конструктивной схеме. По результатам этого этапа был принят базовый вариант геометрии конструктивной схемы как в поперечном (рис.3), так и в продольном направлении (рис.4). На третьем этапе осуществлен расчет пространственного каркаса на вынужденные перемещения центральных стоек на 11 см. Расчет показал, что возникающие усилия в несущих фермах покрытия увеличиваются в отдельных элементах в 1.5 – 2 раза, что потребовало новой корректировки конструктивной схемы. Для снижения величин усилий до приемлемого уровня было принято решение левые опоры ферм сделать шарнирно подвижной. Правые же опоры остались шарнирно неподвижными. Была разработана конструкция шарнирно подвижной опоры с использованием прокладок из термопласта.

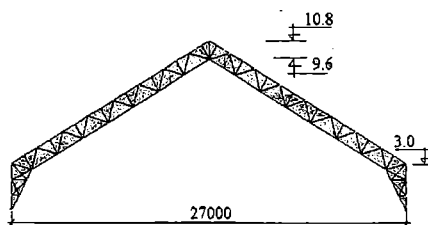


Рис. 1. Раздвижной склад  
пролетом 27 м

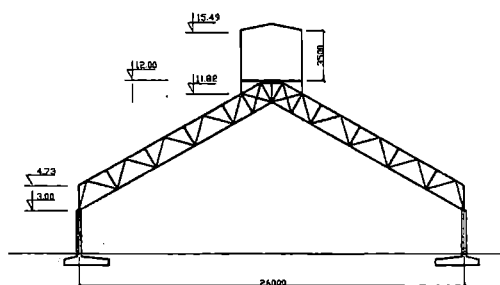
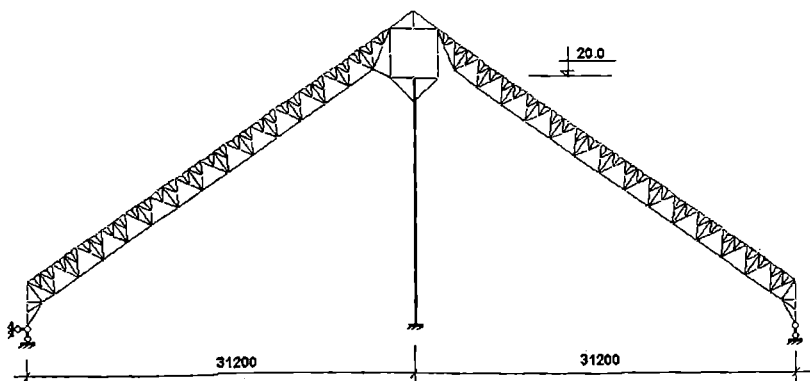


Рис. 2. Конвейерный склад  
пролетом 26 м

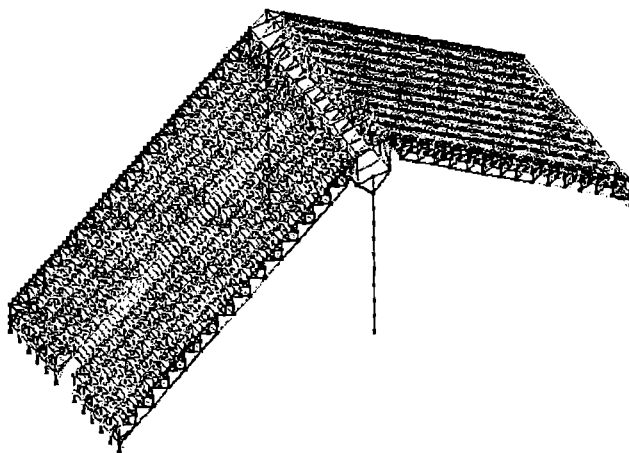
изменений (жесткое закрепление) для обеспечения жесткости конструкции склада в поперечном направлении. Вновь проведенные расчеты на все виды загрузений и анализ усилий показали правильность принятых решений. Увеличение усилий в несущих элементах было в пределах принятых запасов при конструировании.

Вариантное проектирование с использованием автоматизированных расчетных комплексов «Lira-Windows» и «Мопоташ» позволило в сжатые сроки успешно решить задачи проектирования малым коллективом проектировщиков.

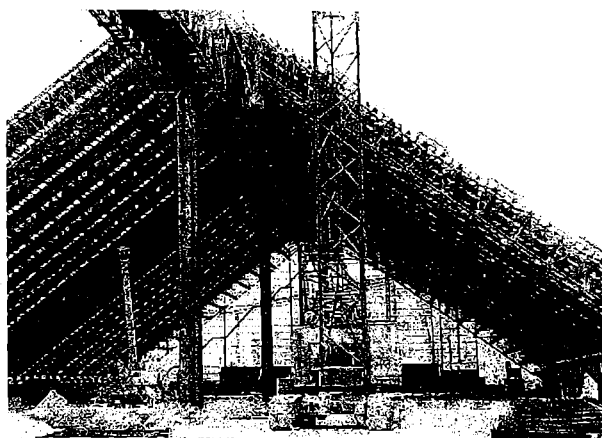




*Рис.3. Конвейерный склад пролетом 62.4 м*



*Рис.4. Расчетная схема склада пролетом 62.4 м*



*Рис.5. Общий вид металлоконструкций склада пролетом 62.4 м*

## НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ

Н.Н. Сорока, А.Ф. Яременко (ОГАСА, г. Одесса)

При решении вопросов реконструкции зданий и сооружений весьма полезной является информация об истинных резервах их несущей способности. Представляется важным выявление сечений, которые подвержены разрушению в первую очередь.

В строительных нормах [1] несущую способность железобетонных рам рекомендуется определять с учетом пластических свойств материала. Задача расчета сводится к определению предельного параметра  $F_0$ , который и является предельной нагрузкой для данной конструкции.

Такой расчет удобно выполнять методом предельного равновесия. Суть метода состоит в том, что, зная форму разрушения конструкции, можно вычислить параметр предельной нагрузки, вызывающий это разрушение. Для многоэтажных рам количество форм разрушения велико и выбор реализуемой формы обычно сводится к задаче линейного программирования [2].

В данной работе предпринята попытка выявления действительной формы разрушения железобетонной рамы путем так называемого прямого расчета [3]. Процедура расчета состоит в следующем:

1. Выполняется статический расчет рамы, с параметром нагрузки  $F=1$ .
2. Устанавливается величина нагрузки, соответствующая появлению первого пластического шарнира

$$F^I = \min \left( \frac{M_{0,i}}{M_i} \right), \quad (1)$$

где  $M_{0,i}$  - величина предельного момента для сечения  $i$ ;  $M_i$  - момент, возникающий в сечении  $i$  при  $F=1$ .

Первый пластический шарнир возникает в сечении, где выполняется условие (1).

3. Строится эпюра моментов  $M^I$ , соответствующая нагрузке  $F^I$

$$M_i^I = M_i F^I. \quad (2)$$

4. В сечении, где образовался пластический шарнир, устанавливается простой шарнир; тем самым предотвращается изменение изгибающего момента в этом сечении при дальнейшем увеличении параметра нагрузки.
5. Выполняется статический расчет рамы с установленным шарниром на действие приращения параметра нагрузки  $\Delta F=1$ .
6. Устанавливается место расположения следующего пластического шарнира и приращение предельной нагрузки, приводящей к его появлению

$$M_i^I + M_i \cdot \Delta F = M_{0,i}. \quad (3)$$

7. Строится эпюра моментов  $M^{I+1}$ , соответствующая появлению следующего пластического шарнира

$$M_i^{I+1} = M_i^I + M_i \cdot \Delta F. \quad (4)$$

Расчет выполняется до тех пор, пока рама или ее часть не превратятся в геометрически изменяемую систему. Такой способ расчета позволяет выявить величину предельной нагрузки, порядок возникновения пластических шарниров и действительную форму разрушения рамы. Кроме того, имеется возможность контроля перемещений рамы на каждом этапе нагружения; ведь перемещения могут достичь допустимых значений задолго до того, как нагрузка достигнет предельного значения.

Применяя два подхода для определения несущей способности рамы, то есть метод прямого расчета и метод предельного равновесия, можно произвести проверку правильности получаемых результатов, так как заведомо известно, что результаты обоих расчетов должны быть одинаковыми [3]. Проиллюстрируем это положение на примере простой рамы (рис. 1а) [2], расчет которой произведем прямым методом и методом приведения к задаче линейного программирования на основе статической теоремы. Предельная эпюра моментов, полученная прямым методом, и схема разрушения рамы показана на рис. 1б,г. Результаты решения задачи линейного программирования представлены в таблице 1. Сравнение показывает полное совпадение полученных результатов.

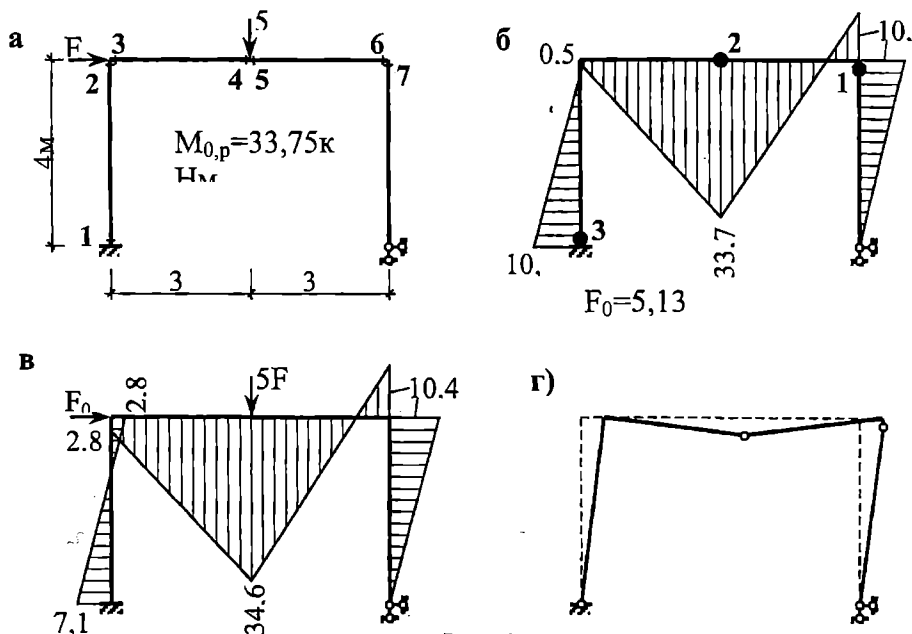


Рис. 1

Пластическое деформирование приводит к заметному перераспределению моментов в сечениях рамы. Это можно видеть сравнивая предельную (рис. 1б) и „упругую” (рис. 1в) эпюры моментов, построенные при действии одинаковых нагрузок.

Таблица 1

F <sub>0</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	M <sub>5</sub>	M <sub>6</sub>	M <sub>7</sub>	
	1							<=10
		1						<=10
			1					<=33,75
				1				<=33,75
					1			<=33,75
						1		<=33,75
							1	<=10
	-1							<=10
		-1						<=10
			-1					<=33,75
				-1				<=33,75
					-1			<=33,75
						-1		<=33,75
							-1	<=10
		1	-1					=0
				1	-1			=0
						1	1	=0
1	0,25	-0,25					-0,25	=0
-5			-0,333	0,333	0,333	-0,333		=0
1								max
<b>5,13</b>	<b>-10</b>	<b>0,526</b>	<b>0,526</b>	<b>33,75</b>	<b>33,75</b>	<b>-10</b>	<b>10</b>	

В качестве более сложного примера рассмотрена четырехэтажная двухпролетная железобетонная рама (рис. 2а), нагруженная вертикальной и горизонтальной нагрузкой. Рама выполнена из бетона класса В20, класс используемой арматуры А-III. Сечение стоек: крайних - 0,4×0,4м, средней - 0,6×0,4м; сечение ригелей 0,6×0,3м. Коэффициенты армирования стоек: крайних - 0,0154; средней - 0,0077; ригелей: пролетной части - 0,0081; опорной части - 0,0171.

Предельные моменты для железобетонных прямоугольных сечений вычислялись без учета сжатой арматуры с помощью зависимости

$$M_0 = R_b A_b h \xi (1 - 0,5\xi), \quad (5)$$

где  $A_b = bh$  - площадь поперечного сечения стержня;  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона;  $\xi = \mu R_s / R_b$  - относительная высота сжатой зоны бетона;  $\mu = A_s / A_b$  - коэффициент армирования сечения;  $A_s$ ,  $R_s$  - площадь и расчетное сопротивление арматурной стали.

Значения предельных моментов следующие: для крайней стойки  $M_0=271,75$ кНм, средней стойки -  $M_0=355,26$ кНм, для ригеля: опорный момент  $M_0=491,26$ кНм, пролетный -  $M_0=278,84$ кНм.

Статические расчеты рамы выполнялись с помощью ЭВМ по программе RAMA [4], в которой реализован метод конечных элементов в форме метода перемещений. Более логичным было бы применение метода сил, в котором появление шарнира приводит к понижению степени стати-

ческой неопределенности; при этом степень кинематической неопределенности не обязательно снижается.

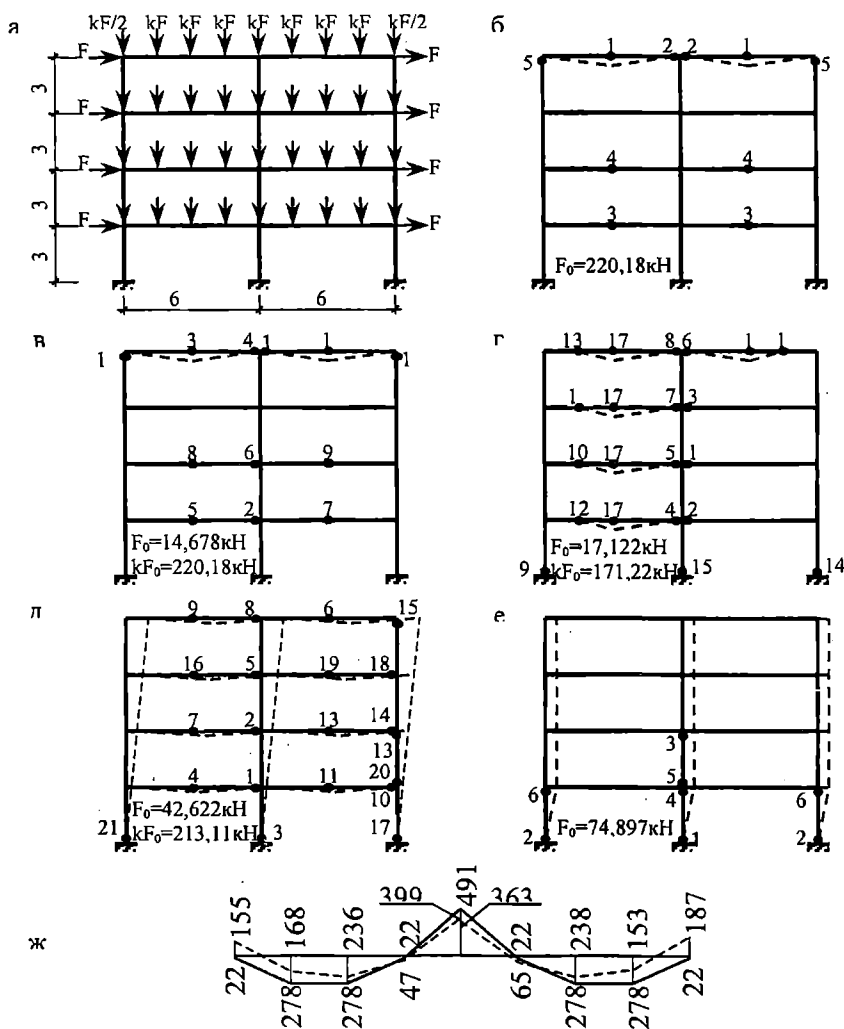


Рис. 2. а) расчетная схема рамы; б-е) схемы разрушения; б) при действии только вертикальной нагрузки; в) при  $k=15$ ; г) при  $k=10$ ; д) при  $k=5$ ; е) при действии только горизонтальной нагрузки; ж) эпюры моментов в верхнем ригеле при  $k=10$  (сплошная линия – предельная, пунктир – „упругая” при той же нагрузке).

Расчет был произведен для пяти вариантов сочетания вертикальной и горизонтальной составляющих нагрузки. В варианте 1 рассматривалась только вертикальная нагрузка, в варианте 2 принималось  $k=15$  (это соотношение реальных, вертикальной и ветровой нагрузок), в третьем варианте -  $k=10$ , в четвертом -  $k=5$ , в пятом рассматривалась только горизонтальная нагрузка.

Порядок образования пластических шарниров, формы разрушения

и величины предельных нагрузок показаны на рис. 2б-е.

В первом и втором вариантах загрузки произошло локальное разрушение двух верхних ригелей рамы с реализацией балочного механизма разрушения. В третьем варианте разрушились два верхних ригеля и промежуточные ригели первого пролета. Четвертый вариант загрузки привел к образованию более сложного механизма разрушения с образованием 21 пластического шарнира и боковым смещением рамы. Пятый вариант загрузки привел к разрушению стоек первого этажа. Таким образом, для рассмотренных сочетаний нагрузок не была получена полная схема разрушения. В данной раме для ее реализации необходимо образование 25 пластических шарниров. Во всех вариантах загрузки параметр нагрузки  $F$  заметно возрастает только при образовании нескольких первых пластических шарниров. В дальнейшем возрастание параметра нагрузки происходит значительно медленнее.

Появление пластических шарниров существенно влияет на перераспределение усилий в раме. Это можно видеть на примере участка эпюры моментов (рис. 2ж) и по величинам продольных сил в стойках первого этажа, которые с учетом пластики равны 1027,29кН; 3402,89кН; 1048,72кН; „упругий” расчет приводит к значениям 1212,97кН; 2925,28кН; 1340,79кН.

На основе произведенных расчетов можно сделать следующие выводы:

1. Последовательными статическими расчетами, изменяя расчетную схему рамы, можно установить ее форму разрушения и несущую способность.
2. Пластические деформации вызывают значительное перераспределение внутренних усилий в раме.
3. Применение метода целесообразно при реконструкции и усилении существующих зданий и сооружений, где, в первую очередь, необходимо выявить самые слабые сечения.
4. В рассмотренной раме имеется значительный резерв несущей способности на восприятие горизонтальной нагрузки.

## ЛИТЕРАТУРА

1. СнИП 2.03.01-84\*. *Бетонные и железобетонные конструкции.* -М., 1989. – 86 с.
2. Чирас А.А. *Строительная механика, теория и алгоритмы.* М.: Стройиздат, 1989. – 256с.
3. Дарков А. В., Шапошников Н. Н. *Строительная механика.* М.: Высшая школа. 1986. – 607 с.
4. Исаханов Г. В., Гранат С. Я., Мельниченко Г. И., Шишов О. В. *Строительная механика. Расчет стержневых систем на ЭВМ.* - К.: Вища школа, 1990. – 230 с.

## ПРОГРАММНОЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЕ ВЕРОЯТНОСТНОЙ МОДЕЛИ АБСОЛЮТНЫХ МАКСИМУМОВ НАГРУЗОК В ЗАДАЧАХ НАДЁЖНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ

С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько (Полтавский НТУ)

**Вероятностные особенности нагрузок, действующих на конструкции.** Проблема надёжности строительных конструкций в настоящее время далека от практического разрешения, что объясняется наряду с другими факторами недостаточной изученностью нагрузок, имеющих сложный случайный характер. Дело в том, что большинство вероятностных моделей нагрузок основывается на экспериментальных данных, которые описываются известными теоретическими распределениями. Такие распределения, в том числе трёх-четырёх параметрические, могут достаточно хорошо аппроксимировать эмпирические распределения вблизи их центра. Однако в большинстве практически важных случаев основной интерес представляет возможность надёжной экстраполяции выбранных кривых в область больших значений нагрузок с очень малой вероятностью их появления. Для того, чтобы судить с достаточной уверенностью о маловероятных перегрузках, необходимо весьма большое количество опытных точек. Кроме того, для правильного получения и использования эмпирических распределений нагрузок, необходимо понимание того факта, что многие нагрузки являются не просто случайными величинами, а случайными функциями времени, то есть представляют собой случайный процесс (СП) [1]. Другими словами, эмпирические кривые распределения нагрузок оказываются зависящими от времени, в течение которого велись наблюдения за их изменчивостью.

Среди различных типов нагрузок, действующих на сооружения и конструкции (тут и далее подразумеваются промышленные здания), наиболее влиятельными, вероятными и статистически изученными являются ветровая, снеговая и крановая нагрузки. Так как они представляют собой случайные функции времени, то их описание, как указывалось выше, должно выполняться прежде всего в технике СП. Однако сложность методов теории СП всегда порождает интерес к более простым моделям, указанных нагрузок. Одной из таких моделей является модель абсолютных максимумов (АМ) случайного процесса. Интерес к этой модели вызван тем, что отталкиваясь от техники СП, она, оставаясь в рамках теории случайных величин, описывает изменчивость внешних нагрузок во времени проще и не менее точно методов теории СП [5]. Для понимания последующего материала остановимся на основных аспектах модели АМ.

**Суть вероятностной модели АМ.** Допустим, что на протяжении времени  $T$  ведётся наблюдение за одной из указанных выше нагрузкой. Разбивая всё время наблюдения на равные и достаточно длинные

интервалы времени  $t_1 = t_2 = \dots = t_k = t$ , мы фиксируем АМ данной нагрузки  $Q_1, Q_2 \dots Q_k$ . Построенная по найденным частотам плотность вероятности  $p(Q|t)$  даёт распределение АМ нагрузки для интервала наблюдения, равного  $t$ , и учитывает при этом фактор времени. Тогда вероятность обнаружить за время  $t$  хотя бы один раз превышение нагрузкой произвольного уровня  $Q$  равна интегралу [1]

$$P(Q|t) = \int_Q^{\infty} p(Q|t) dQ. \quad (1)$$

Очевидно, что в формулу (1) для вычисления вероятности  $P(Q|t)$  должны входить плотности вероятности АМ нагрузки за время, равное сроку службы сооружения или конструкции. Чтобы оценить эту плотность вероятности опытным путём, необходимы очень длительные наблюдения. В качестве примера найдём, каким должно быть время наблюдения  $T$ , чтобы с доверительной вероятностью  $\beta = 0.95$  можно было утверждать, что в течение одного месяца не произойдёт превышения произвольного детерминированного уровня  $Q$  с вероятностью  $P = 0.999$ . Согласно [2] будем иметь

$$T \geq \frac{\ln[1-\beta]}{\ln[P]} \cdot t = \frac{\ln[1-0.95]}{\ln[0.999]} \cdot \frac{1}{12} \approx 250 \text{ лет}. \quad (2)$$

Как показывает этот пример, даже для не очень длинного интервала времени, каким является один месяц, и относительно невысокого уровня надёжности (для строительных конструкций), время наблюдения должно быть весьма продолжительным. Особенно это относится к распределениям АМ за время, равное сроку службы сооружения или конструкции. И хоть регулярные наблюдения за нагрузками ведутся за снеговой и ветровой более 100 лет, а для крановой более 50 лет, их явно не хватает чтобы с достаточной уверенностью судить о маловероятных перегрузках.

Возможным решением поставленной проблемы может служить компьютерное вероятностное моделирование случайных нагрузок, действующих на сооружения и конструкции, тем более, что конкретные шаги в этом направлении уже сделаны. В работе [6] для вышеупомянутых нагрузок были обоснованы и разработаны численные вероятностные модели СП на ПЭВМ. При этом в основу крановой, ветровой и снеговой нагрузки были соответственно положены нормированный стационарный нормальный, Вейбулловский и полиномио-экспоненциальный СП. Эти модели базируются на большом статистическом материале и поэтому учитывают основные особенности каждой из нагрузок. Вследствие этого представляется целесообразным на базе существующих численных моделей нагрузок в форме СП разработать модель АМ, которая позволила бы получить новые и дополнить имеющиеся опытные данные для этой формы представления внешних воздействий. Следует отметить, что разработка алгоритмов моделирования СП, а также модели АМ



выполнялась в среде системы компьютерной математики MathCAD<sup>1</sup>, поэтому последующие выкладки будут сориентированы именно на эту систему.

**Особенности представления модели АМ на ПЭВМ.** Основной особенностью модели АМ является то, что для получения более или менее удовлетворительных результатов, необходимо иметь довольно длинные реализации СП. Поскольку любая реализация СП на ПЭВМ представляет собой коррелированную дискретную последовательность случайных величин (СВ), распределённых по тому или иному закону, то необходимо располагать соответствующим количеством этих самых СВ. Поэтому вполне естественно возникает вопрос о том, на какое количество СВ мы можем рассчитывать при моделировании.

Рассмотрим нормированный нормальный СП (так как нормированный Вейбулловский и полиномиально-экспоненциальный СП получаются путём функционального преобразования нормального, то нижесказанное будет справедливо по отношению и к этим СП). Рекуррентный алгоритм для численного моделирования такого процесса с экспоненциальной нормированной корреляционной функцией (НКВ) записывается в виде [6]

$$\xi_n = \sqrt{1 - [\exp(\alpha \Delta t)]^2} \gamma_n + \exp(\alpha \Delta t) \xi_{n-1}, \quad (3)$$

где  $\alpha$  — параметр НКФ;  $\Delta t$  — шаг дискретизации;  $\gamma_n$  — нормированная нормально распределённая СВ.

Очевидно, что количество СВ  $\xi_i$ , полученных при помощи алгоритма (3), будет зависеть от длины отрезка аperiodичности последовательности  $\gamma_n$ . Как может показаться на первый взгляд, начальное значение  $\xi_0$  для модели АМ особой роли не играет, так как при двух любых начальных  $\xi_{0(1)}$  и  $\xi_{0(2)}$ , при некоторых значениях  $n_0$  происходит повторение последовательности  $\xi_i$ , если при этом используются одинаковые  $\gamma_n$ . Величина  $n_0$  пренебрежимо мала по сравнению с количеством СВ, необходимых для формирования одной любой реализации СП и зависит только от его начальной ординаты: чем больше разница начальных значений  $\xi_{0(1)}$  и  $\xi_{0(2)}$ , тем больше значение  $n_0$ . Например, для формирования реализации СП крановой нагрузки (режим работы 4К) длиной один месяц необходимо 86401 значений  $\xi_i$ , в то время как при начальных значениях  $\xi_{01} = -5$  и  $\xi_{02} = 5$  последовательность  $\xi_i$  повторяется уже после 197 её члена. Поэтому количество (и качество) АМ, которые можно получить при помощи компьютерного моделирования, главным образом зависит только от «запаса» СВ  $\gamma_n$  и практически не зависит от начальной ординаты СП  $\xi_0$ .

---

<sup>1</sup> Здесь и далее имеются в виду 32-битные версии MathCAD 8/2000 Pro

Как известно, исходным материалом для формирования на ПЭВМ СВ с заданными законами распределения (в том числе и нормальным) являются равномерно распределённые в интервале  $(0, 1)$  случайные числа, которые вырабатываются на большинстве современных ПЭВМ программными генераторами. Эти числа вычисляются по некоторой наперёд заданной формуле и поэтому их часто называют псевдослучайными [8]. Большинство алгоритмов для получения псевдослучайных чисел имеют вид

$$r_{k+1} = \Phi(r_k), \quad (4)$$

где функция  $\Phi(\bullet)$  означает совокупность операций, которые надо проделать над числом  $r_k$ , чтобы получить  $r_{k+1}$ . Наиболее распространенный алгоритм для получения равномерно распределённых псевдослучайных чисел, основанный на реализации рекуррентного соотношения (4), был предложен Д. Лемером. Он называется методом вычетов или методом сравнений. Генерация случайных чисел происходит по следующим формулам [7]:

$$r_{k+1} = m_{k+1} \cdot M, \quad k = 0 \dots N-1, \quad \text{где } m_{k+1} = g \cdot m_k \bmod(M-1), \quad (5)$$

где  $M$  и  $g$  соответственно модуль и множитель последовательности (5), а начальное значение  $m_0$  задаётся целым числом из диапазона  $[1 \dots S]$ . Последовательности случайных чисел, полученные методом вычетов, периодически повторяются<sup>2</sup>. Это связано с тем, что числа  $m_k$  могут принимать только значения  $0, 1, 2, \dots, M-1$ . Значит, самое большое через  $M-1$  шагов уже один раз полученное число должно появиться опять, а за ним повторяется и вся последовательность. Таким образом, длина периода  $P$  при модуле  $M$  не может превышать  $M-1$ . Длина отрезка аperiodичности для данного алгоритма совпадает с величиной периода  $P$  [4].

Мы так подробно останавливаемся на описании алгоритма (5), ибо именно он положен в основу генерации равномерно распределённых случайных чисел от 0 до 1 в среде MathCAD. Величина модуля  $M$  при этом равна  $2^{31}-1$ , что соответствует длине периода  $P = 2^{31}-2$ . Следовательно, после генерации данного количества случайных чисел, датчик ПЭВМ начнёт воспроизводить опять ту же самую их последовательность, а значит, для разыгрывания СВ  $\gamma_n$  будут использоваться уже ранее использовавшиеся числа  $r_k$ , что в свою очередь повлечёт за собой повторение последовательности  $\xi_i$ . Это обстоятельство бесспорно должно учитываться, если мы хотим получать корректные результаты при моделировании, по крайней мере до тех пор, пока мы не располагаем действительно случайными, а не псевдослучайными генераторами<sup>3</sup>.

<sup>2</sup> Этот недостаток характерен для всех программных методов, использующих рекуррентное соотношение (4).

<sup>3</sup> Примером действительно случайного генератора может служить квантовый генератор случайных чисел RNG швейцарской фирмы id Quantique, в основе

```

VkpAM :=  $\xi$  kpnormlORIG  $\leftarrow$  0
for j  $\in$  0 .. NkpAM
   $\gamma$ xkp  $\leftarrow$  norm (N, 0, 1)
   $\xi$  kpnorml0  $\leftarrow$   $\xi$  kpnormlORIG
  for i  $\in$  1 .. N - 1
     $\xi$  kpnormli  $\leftarrow$   $\Phi$  ranproc ( $\gamma$ xkpi,  $\xi$  kpnormli-1)
   $\xi$  kpnormlORIG  $\leftarrow$   $\xi$  kpnormlN-1
  max  $\xi$  kpnorml  $\leftarrow$   $\xi$  kpnorml0
  index  $\leftarrow$  0
  for i  $\in$  0 .. N - 1
    if max  $\xi$  kpnorml <  $\xi$  kpnormli
      max  $\xi$  kpnorml  $\leftarrow$   $\xi$  kpnormli
      index  $\leftarrow$  i
  VkpAMj,0  $\leftarrow$  max  $\xi$  kpnorml
  VkpAMj,1  $\leftarrow$  index
VkpAM

```

**Программная реализация модели АМ на ПЭВМ.** Учитывая перечисленные особенности, на ПЭВМ была разработана численная модель АМ, способная выполнять построения интегральных и дифференциальных функций распределения АМ. По аналогии с работой [6], программа моделирования поделена на ряд законченных блоков, логично связанных между собой (данная взаимосвязь также осуществляется с некоторыми блоками, вышеупомянутой работы [6]). Каждый блок решает определённую задачу с наперёд заданной точностью и качеством расчётов. Для примера, на рис. 1. приведен один из главных программных модулей одного из таких блоков. Он отвечает за получение АМ СП некоторой нагрузки за определённый период времени. Исходной информацией для модуля является: вид СП, т.е. АМ какой нагрузки нас интересуют функция  $\Phi$ ranproc( $\bullet$ ); количество дискретизаций СП, т.е. за какой период времени учитываются АМ величина  $N$  (эти параметры задаются на стадии моделирования СП нагрузки); количество интервалов наблюдения, укладываемые на длине отрезка аperiodичности последовательности (5) величина  $NkpAM$ . Результатом работы данного модуля является вектор  $VkpAM$ , в котором находятся полученные

---

которого лежит действительно СП отражения (или передачи) одного фотона при его попадании на полупрозрачное зеркало.

значения АМ. Далее производится запись этих значений в базу данных АМ. Подобная запись осуществляется при помощи файловых данных MathCAD. В ходе создания файла система считывает значения элементов вектора сверху вниз и по ходу считывания преобразует числовые значения элементов в их символьные эквиваленты, использующие ASCII-коды цифр и относящихся к заданию чисел символами. Эти символьные значения и записываются в виде файлов данных [3]. Следует отметить, что полученный файл можно легко просмотреть с помощью любого текстового редактора. При этом трудно не заметить, что данные в нём представлены наглядно и естественно, поэтому такой файл легко обрабатывать (создавать или модифицировать) не только средствами MathCAD, но и с применением программ, созданных с помощью любых других языков программирования, что создаёт предпосылки для обеспечения лёгкого обмена данными через файлы.

Полученную таким образом выборку АМ для заданного периода времени можно использовать для построения эмпирических кривых распределения АМ (интегральной и дифференциальной). Это построение осуществляет программный блок, результаты работы которого приведены на рис. 2, использующий базу данных АМ для заданного интервала времени.

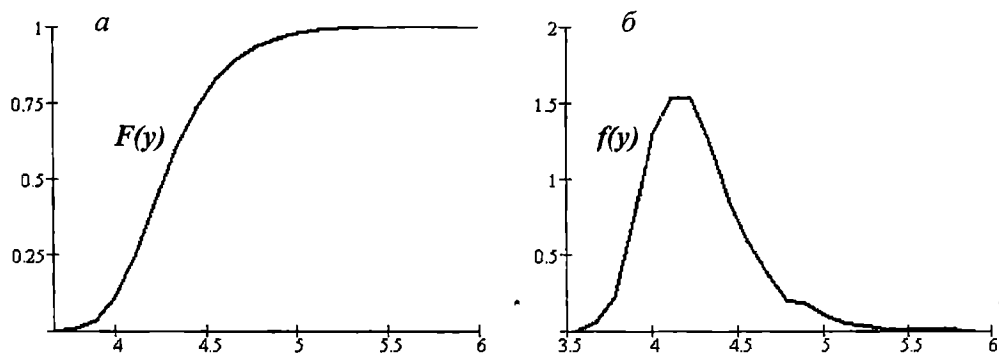


Рис. 2. Эмпирические функции распределения АМ за 1 месяц:  
а - интегральная; б - дифференциальная

**Выводы.** Подводя итоги, отметим, что полученная численная модель даёт возможность уточнить ряд параметров в технике АМ случайных процессов, которые используются в расчётах надёжности строительных конструкций. Кроме того, созданная на основе модели база данных АМ, которая постоянно пополняется статистическим материалом, позволяет с большей уверенностью судить о маловероятных перегрузках, что в свою очередь может служить впоследствии обоснованием для экстраполяции подобранных теоретических кривых в область больших значений нагрузок.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Болотин В.В. *Применение методов теории вероятностей и теории надёжности в расчётах сооружений.* – М.: Стройиздат, 1971. – 255 с.
2. Венцель Е.С. *Теория вероятностей.* М.: Высшая школа, 2001. 575 с.
3. Дьяконов В.П. *MathCAD 8/2000: Специальный справочник.* СПб: Питер, 2001. 592 с.
4. Ермаков С.М. *Метод Монте-Карло и смежные вопросы.* М.: Наука, 1975.
5. Пичугин С.Ф. *Надёжность стальных конструкций производственных зданий: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук.* Киев, КГТУСА, 1994. 32 с.
6. Северин В.О. *Імовірнісний розрахунок сталевих конструкцій на сумісну дію випадкових навантажень: Автореф. дис ... канд. техн. наук / ПДТУ – Полтава, 2001. – 23 с.*
7. Соболев И.М. *Численные методы Монте-Карло.* М.: Наука, Физматлит, 1973. 312 с.
8. Соболев И.М. *Метод Монте-Карло.* М.: Наука, Физматлит, 1985. 80 с.

## ВОЗДЕЙСТВИЕ НИЗКОЧАСТОТНЫХ ЗНАКОПЕРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК НА ВОДОНАСЫЩЕННОЕ ОСНОВАНИЕ

В.В. Бурячок, С.В. Косяк (ОНМУ, г. Одесса)

Морская гидротехника занимается преимущественно водонасыщенными грунтовыми основаниями. Хорошо изучена их статика, а также динамика под высокочастотными, в десятки герц, нагрузками: от неуравновешенных машин, виброуплотнителей, вибропогружателей. Промежуточное положение между разработанными статикой и динамикой занимает сравнительно мало изученное воздействие волновых нагрузок, передаваемых через подошву сооружения и имеющих частоты в доли герца (периоды ветровых волн до 10 с). Под подошвой возникает кососимметричная эпюра динамических давлений, гармонически меняющаяся во времени с частотой  $\omega$  волны. Давления частично воспринимаются грунтовым скелетом ( $p_y$ ), частично – поровой водой ( $p_w$ ). Эпюра  $y(x,t)$  осадок основания также кососимметрична.

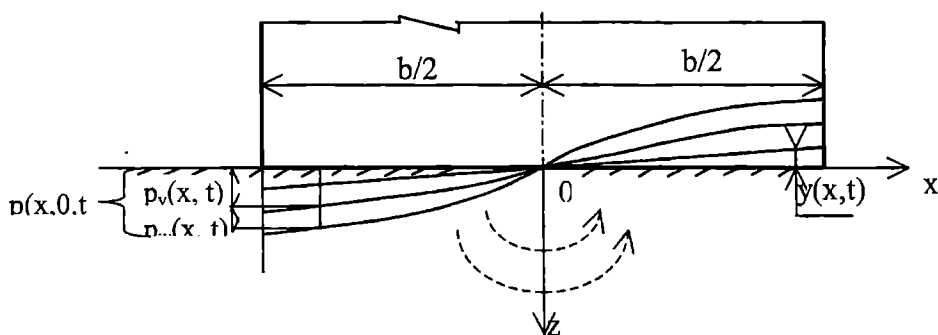


Рис.1

Случай статического приложения к основанию эпюры давления одного знака изучен [1]. Поскольку к границе  $z=0$  всегда примыкает крупнопористая щебёночно-каменная постель, излишек грунтовой воды фильтрует вверх, скелет грунта уплотняется и воспринимает всё большую часть нагрузки. Изменения давления  $p_w$  в поровой воде описано одномерным уравнением типа теплопроводности

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = c^2 \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2}, \quad (1)$$

где

$$c^2 = \frac{K}{\rho g a}, \quad (2)$$

$t$  – текущее время;  $K$  – коэффициент фильтрации;  $\rho$  – плотность воды,

$g$  - ускорение свободного падения;  $a$  - изменение коэффициента  $\varepsilon$  пористости грунта на единицу давления, принимаемое в определённых пределах постоянным,

$$a = -\frac{d\varepsilon}{dp} \quad (3)$$

Частное решение уравнения (1) даёт экспоненциальное затухание давления  $p_w$  со временем, передачу всей нагрузки на скелет к моменту стабилизации осадки.

Но и после этого момента динамические нагрузки способны вызвать упругие деформации скелета и фильтрационные токи поровой воды из нагружаемой в разгружаемую части основания. Уравнение (1) следует записать для двумерного случая

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = c^2 \left( \frac{\partial^2 p_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \right) \quad (4)$$

Как в задачах теплопроводности [2], его решение ищем в виде произведения трёх функций, каждая от одной переменной

$$p_w = X(x)Z(z)T(t) \quad (5)$$

Метод разделения переменных даёт:

$$X = A \sin \lambda x, \quad Z = e^{i\mu z}, \quad T = \exp[-c^2(\lambda^2 + \mu^2)t], \quad (6)$$

где величины  $A, \lambda, \mu$  - постоянные,  $i$  - мнимая единица. Пусть  $\mu$  - комплексно,

$$\mu = m + in, \quad (7)$$

$$Z = e^{-nz} \cos mz, \quad (8)$$

$$T = \exp[-c^2(\lambda^2 + m^2 - n^2)t] \cos 2c^2mnt \quad (9)$$

В уравнениях (8),(9) удержаны действительные части комплексных выражений,  $\lambda, m, n$  - действительны.

Процессы в основании происходят на частоте  $\omega$  от вынуждающей силы (волновой нагрузки), т.е. должно быть  $T(t) = \cos \omega t$ .

Согласно равенству (9) это будет при

$$\lambda^2 + m^2 = n^2; \quad 2c^2mn = \omega$$

Из системы уравнений, выбирая положительные корни, найдём

$$m^2 = \frac{\frac{\omega^2}{c^4}}{2 \left( \lambda^2 + \sqrt{\lambda^4 + \frac{\omega^2}{c^4}} \right)}, \quad (10)$$

$$n^2 = \frac{\lambda^2 + \sqrt{\lambda^4 + \frac{\omega^2}{c^4}}}{2} \quad (11)$$

Решение (5),(6)  $p_w = A \sin \lambda x e^{-nz} \cos m z \cos \omega t$  теперь содержит единственную неизвестную А, которую найдём из граничного условия

$$p_w(x, 0, t) = p_{0w}(x) \cos \omega t$$

или

$$A \sin \lambda x = p_{0w}(x),$$

где  $p_{0w}(x)$  - амплитудное значение эпюры  $p_{0w}(x, t)$  по рис.1. Разложив её в ряд Фурье на интервале  $-\frac{b}{2} \leq x \leq \frac{b}{2}$ , имеем решение (5) в виде суммы сходящегося ряда

$$p_w = \cos \omega t \sum_{j=1,2,\dots}^{\infty} A_j \sin \lambda_j x e^{-n_j z} \cos m_j z, \quad (12)$$

где

$$A_j = \frac{4}{b} \int_0^{b/2} p_{0w}(x) \sin \lambda_j x dx, \quad (13)$$

$$\lambda_j = \frac{\pi(2j-1)}{b}, \quad j = 1, 2, 3, \dots, \quad (14)$$

величины  $m_j, n_j$  находятся как положительные корни уравнений (10), (11) после подстановки вместо  $\lambda$  значений, указанных равенством (14).

Эпюра  $p_y(x, t)$  упругой реакции скелета грунта подчинена формуле

$$p_y = C_z y, \quad (15)$$

где  $C_z$  - коэффициент жесткости скелета под вертикальными нагрузками,  $y$  - упругая осадка основания.

Скорость  $\frac{dy}{dt}$  этой осадки отвечает закону ламинарной фильтрации.

$$\frac{dy}{dt} = - \frac{K}{\rho g} \frac{\partial p_w}{\partial z} \Big|_{z=0}$$

Подстановка в правую часть значения (12) и интегрирование по времени с начальными условиями  $y=0$  при  $t=0$  позволяет найти

$$y = \frac{K}{\rho g \omega} \sin \omega t \sum_{j=1,2,\dots}^{\infty} A_j n_j \sin \lambda_j x. \quad (16)$$

Из равенства (12) следует

$$p_w \Big|_{z=0} = p_{0w} \cos \omega t; \quad p_{0w} = \sum_{j=1,2,\dots}^{\infty} A_j \sin \lambda_j x, \quad (17)$$

а из равенств(15),(16) -



$$p_y = p_{0y} \sin \alpha t; \quad p_{0y} = \frac{C_z K}{\rho g \omega} \sum_{j=1,2,\dots}^{\infty} A_j n_j \sin \lambda_j x. \quad (18)$$

Суммарная эпюра основания по рис. 1

$$p(x, \theta, t) = p_{0w} \cos \alpha t + p_{0y} \sin \alpha t$$

будет иметь максимальное, амплитудное значение

$$p_{max} = \sqrt{p_{0w}^2 + p_{0y}^2}. \quad (19)$$

Нормативный [3] метод расчёта основания базируется на приложении к его поверхности линейной кососимметричной эпюры динамических напряжений. В формулах (12), (13), (16)-(18) нужно принять

$$p_{0w} = \frac{2p_0 x}{b}, \quad -\frac{b}{2} \leq x \leq \frac{b}{2}, \quad (20)$$

где  $p_0$  - максимальное давление на край  $x = \frac{b}{2}$  подошвы. Тогда по формуле (13)

$$A_j = \frac{8p_0 \sin \frac{\pi}{2} (2j-1)}{\pi^2 (2j-1)^2}. \quad (21)$$

Рассмотрим на числовых примерах передачу волновой динамической нагрузки на каменную постель и скелет основания. Пусть период волны  $T=6.3$ с, тогда её угловая частота

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \approx 1 \text{ 1/с}.$$

Плотность воды примем  $\rho = 1 \text{ т/м}^3$ . Для каменной постели считаем  $K=0,2$  м/с,  $C_z = 0,4 \cdot 10^5$  кПа/м,  $a = 5 \cdot 10^{-5}$  кПа $^{-1}$ . Формулы (2),(11), (14),(18) дают  $c^2 = 408 \text{ м}^2/\text{с}$ ,  $n_j \approx \lambda_j = \frac{\pi(2j-1)}{b}$ , величину

$$p_{0y} = 816 \sum_{j=1,2,\dots}^{\infty} A_j \lambda_j \sin \lambda_j x. \quad (22)$$

Видно, что каждый член суммы (22) для  $p_{0y}$  больше соответствующего выражения (17) для  $p_{0w}$  в  $816 \pi (2j-1)/b$ , т.е. в сотни раз (ширина  $b$  подошвы не превышает 10 м). Значит, динамические нагрузки в постели действуют почти исключительно на её скелет.

На поверхность грунтового основания они передаются с сохранением формы эпюры при увеличении её ширины  $b$ . Для основания из уплотнённого среднезернистого песка примем  $K=6 \cdot 10^{-8}$  м/с,  $C_z = 0,3 \cdot 10^5$  кПа/м,  $a = 8 \cdot 10^{-5}$  кПа $^{-1}$ , так что  $c^2 = 7,6 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2/\text{с}$ . При столь малом  $c^2$  из формулы (11) следует

$$n_j^2 \approx \frac{1}{2}(\lambda_j^2 + \omega/c^2) \approx \omega/2c^2.$$

Иными словами,  $n_j$  практически не зависит от номера  $j$ , особенно для первых, основных членов ряда, и может быть вынесено как постоянный множитель  $\sqrt{0,5\omega}/c$  за знак суммы (18). Сравнивая с суммой (17), можно получить

$$\frac{p_{0y}}{p_{0w}} = C_z \sqrt{\frac{aK}{2\rho g \omega}} = 0,015.$$

Теперь  $p_{0y}$  составляет всего 1,5 % от  $p_{0w}$ , динамическая нагрузка практически вся передаётся на поровую воду, а не на скелет песчаного основания. Ещё меньше  $p_{0y}/p_{0w}$  будет для мелкодисперсных грунтов.

Близкие по смыслу результаты можно получить из известного [1] решения для статической огрузки основания: там фильтрационное поровое давление в щебёночном слое затухает практически мгновенно, а в мелкодисперсном грунте – годами, составляя в начале огрузки основную часть суммарного давления.

Видимо, можно считать установленным, что динамические нагрузки волнового происхождения передаются от подошвы гидротехнического сооружения только на каменную постель. Ниже они воспринимаются поровой водой и ими можно пренебречь при прочностных и деформационных расчётах грунтового основания.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Цытович Н.А. *Механика грунтов*. – М.-Л.: Госстройиздат, 1951. 528с.
2. Кошляков Н.С. и др. *Уравнения в частных производных математической физики*. – М.: Высшая школа, 1970. 710 с.
3. СНИП 2.02.02-85. *Основания гидротехнических сооружений* – М.: Госстрой СССР, 1988, 46 с.

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

В.Т.Бугаев (ОНМУ, г. Одесса),  
В.В.Ковтун, Е.В.Колесникова (Технологический университет  
Подолья)

Рассматриваются вопросы экспериментального обеспечения САПР в строительстве и гидротехнике.

Интенсивное развитие в последнее время численных методов расчета сооружений и строительных конструкций способствуют разработке и внедрению систем их автоматизированного проектирования. Расчеты в рамках САПР могут учитывать физическую и геометрическую нелинейности элементов и материалов, возникающие в конструкциях пластические, вязкоупругие и вязкопластические деформации, динамические нагружения и другие особенности, которые не возможно было учесть при ручном счете. Однако, реализация САПР для конкретных случаев требует задания величин параметров новых расчетных моделей, которые в преобладающем числе случаев можно определить только экспериментально. Поэтому экспериментальное обеспечение САПР является не менее важной задачей, чем разработка алгоритмов и программ, непосредственно реализующих расчеты.

Наиболее сложными при автоматизированном проектировании считают вопросы взаимодействия конструкций с грунтовой или иной дискретной средой. Это объясняется тем, что законы деформирования и разрушения дискретных материалов, в отличие от большинства металлов, существенно зависят от величины сжимающего среднего напряжения. Это напоминает взаимодействие контактных пар трения. Поэтому дискретные материалы можно отнести к особому классу материалов с существенным проявлением внутреннего трения.

Определение величин параметров расчетных моделей зависит от класса модели.

Коэффициент постели или другие параметры расчетных линейных моделей интегрального типа (Винклера-Фуса, Пастернака, Власова и т.п.), которые широко используются в расчетах балок и плит на упругом основании, можно определить только на основе натурального физического моделирования, поскольку их величина зависит кроме свойств среды и от жесткости контактуемых с ней элементов конструкций. Методика проведения натуральных испытаний и определения по их результатам расчетных параметров достаточно хорошо описана в литературе.

Для выполнения расчетов в рамках модели линейно-деформированной среды необходимо экспериментально определить два параметра: модуль деформации  $E$  и коэффициент Пуассона  $\mu$ . Это можно осуществить лабораторными методами или натурными

испытаниями по вдавливаю штампов.

Известны компрессионные испытания на сжатие в „стакане” при невозможности расширения в боковом направлении. По результатам испытаний определяется модуль деформации  $E$

$$E = \frac{1 + e_n}{\alpha} \left( 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right), \quad (1)$$

где  $e_n$  - начальный коэффициент пористости грунта;

$\alpha$  - тангенс угла наклона линейной аппроксимации компрессионной кривой;

$\nu$  - коэффициент Пуассона грунта.

По результатам испытаний штампов модуль деформации в начальной стадии нагружения определяется формулой [1]

$$E = (1 - \nu^2) \frac{F}{Sd}, \quad (2)$$

где  $F$  - вертикальна сила, действующая на штампы;

$S$  - осадка штампа, соответствующая силе  $F$ ;

$d$  - диаметр штампа;

$\nu$  - коэффициент Пуассона.

В формулах (1) и (2) кроме аппроксимирующего коэффициента  $\alpha$  остается неопределенной вторая необходимая для расчетов в рамках линейной модели характеристика материала – коэффициент Пуассона  $\nu$ .

Поскольку метод экспериментального нахождения коэффициента Пуассона  $\nu$  не разработан, предлагается способ лабораторных испытаний, позволяющий определить необходимые для расчета деформационные показатели грунтов.

Оба параметра модели линейно деформируемой среды могут быть найдены путем параллельных испытаний образцов материалов в специальных условиях. Сначала образец испытывают на сжатие в „стакане” без возможности бокового расширения, потом – путем внутреннего радиального нагружения толстеного цилиндрического образца. Для исключения искажающего влияния трения по боковым поверхностям стакана, его стенки могут быть выполнены сжимаемыми в осевом направлении [2].

На первом этапе проводятся испытания по классической компрессионной схеме (рис. 1, а). По результатам испытаний записывается уравнение (3), куда входят два неизвестных параметра  $E$  и  $\nu$ .

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu}, \quad (3)$$

где  $\Delta\sigma = \frac{F}{A}$  - вертикальное напряжение (давление) в выбранном интервале линейной аппроксимации;

$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$  - вертикальная деформация в этом же интервале.

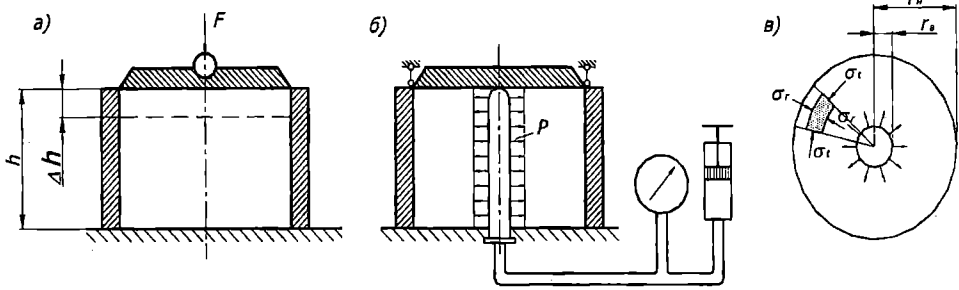


Рис. 1. Схемы параллельных испытаний для определения параметров линейной модели

На втором этапе проводят испытания по схеме нагружения толстостенного цилиндра радиусов  $r_b, r_n$  внутренним давлением  $P$ . Радиальное перемещение на наружном контуре  $U_{(r=r_b)} = 0$  (рис. 1, б, в). Из решения Ламе для рассматриваемого случая имеем

$$E = \frac{r_b}{(1-\nu)} \frac{(k^2 - 1) \Delta P}{(k^2 + 1) \Delta U}, \quad (4)$$

где  $k = \frac{r_n}{r_b}$  - коэффициент толстостенности;

$\Delta P, \Delta U$  - приращения внутреннего давления и радиального перемещения в интервале линейной аппроксимации.

Из двух уравнений (3) и (4) однозначно определяются два параметра  $E$  и  $\nu$  линейно деформируемой среды.

На некоторых этапах автоматизированного проектирования используют критерии перехода материалов в граничное состояние (критерии прочности). Эти же критерии могут использоваться как функционалы в расчетах, основанных на теории пластического течения.

Для грунтов наиболее известными являются критерии Мора-Кулона

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (5)$$

где  $\tau, \sigma$  - касательное и нормальное напряжение по площадкам сдвига

(площадкам с наибольшим отклонением полного напряжения от нормали);

$c$  - молекулярное сцепление;

$\varphi$  - угол внутреннего трения,

а также критерий Боткина-Хошино

$$\tau_0 = c_0 + \sigma_0 \cdot \operatorname{tg} \psi, \quad (6)$$

где  $\tau_0, \sigma_0, c_0, \psi$  - аналоги условия (5), сформулированного для октаэдрической (равнонаклоненной к главным осям) площадки.

Наиболее достоверно необходимые для расчетов параметры граничного состояния:  $c, \varphi, c_0, \psi$  определяют по стандартной методике

испытаний образцов материала на стабилометрах [3].

Модели нелинейной теории упругости и теории пластичности деформационного типа требуют согласно гипотезе Людвига определения параметров „единой” кривой деформирования  $\sigma_i = f(\varepsilon_i)$ , что принципиально невозможно для грунтов. Законы деформирования грунтов и других дискретных материалов описываются не „единой” кривой  $\sigma_i = f(\varepsilon_i)$ , а поверхностью  $\sigma_i = F(\varepsilon_i, \sigma_0)$ . Кривые деформирования представляют собой срезы этой поверхности при фиксированном значении среднего сжимающего напряжения ( $\sigma = const$ ). Поэтому параметры кривых помимо всего прочего являются функциями напряжения  $\sigma_0$ .

Если расчетная модель основывается на деформационной теории, учитывающей влияние на процесс пластического деформирования величины сжимающего напряжения  $\sigma_0$ , то возникает необходимость экспериментального определения параметров поверхности  $\sigma_i = F(\varepsilon_i, \sigma_0)$ . Для идеально сыпучих материалов эта поверхность в обобщенном пространстве „напряжения-деформации” ( $\sigma_i, \varepsilon_i, \sigma_0$ ) напоминает коноид (рис.2). Срезы поверхности плоскостями ( $\sigma = const$ ) представляет собой кривые деформирования  $\sigma_i = f(\varepsilon_i)$ , каждая из которых соответствует постоянной величине сжимающего напряжения. Параметры именно этих кривых используются в расчетах. Определить их с помощью стандартных испытаний образцов на приборах трехосного сжатия (стабилометрах) невозможно. Поэтому разработаны специальная методика и лабораторное оборудование, для реализации необходимой траектории нагружения, когда в процессе испытания одного образца монотонно возрастает отношение главных напряжений при сохранении постоянства их суммы.

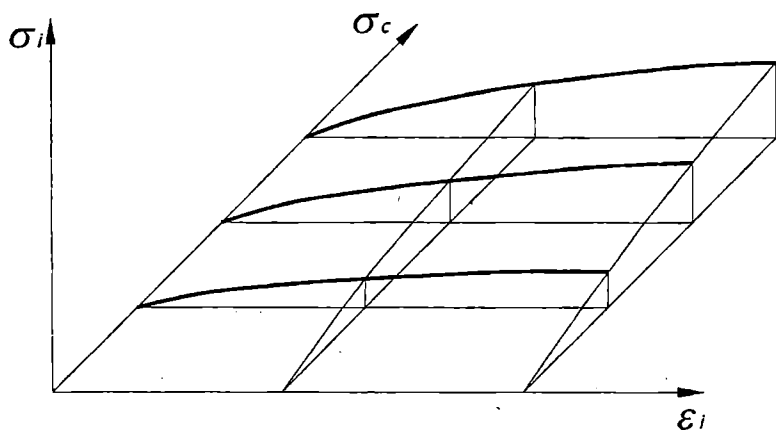


Рис. 2. Поверхность деформирования идеально сыпучего материала

Эти испытания осуществляются на специально созданных стабилометре [4] или приборе плоской деформации [5]. В обоих случаях возможно независимо варьировать двумя главными напряжениями  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  и фиксировать на каждом этапе нагружения главные деформации  $\varepsilon_1$  и  $\varepsilon_2$  с помощью разработанного для этой цели нагрузочного устройства [6]. Схема устройства на примере нагружения призматического образца показана на рис. 3.

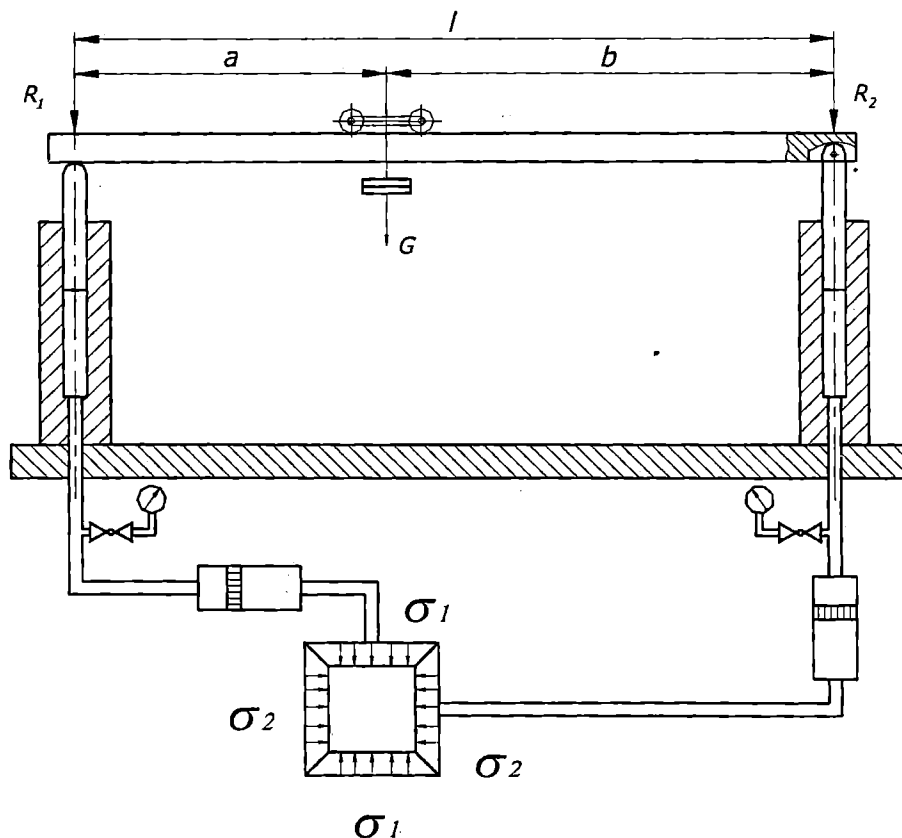


Рис. 3. Схема нагрузочного устройства

Нагрузки  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  передаются на боковые грани образца в виде гидростатических давлений, создаваемых двумя плунжерами, которые являются опорами нагрузочной балки. По балке может перемещаться тележка с постоянным грузом  $G$ . При перемещении тележки меняются реакции  $R_1$  и  $R_2$ , а значит и давления  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ . Но сумма давлений или напряжений ( $\sigma_1 + \sigma_2$ ) остается постоянной. Следовательно, процесс деформирования образца, вплоть до его разрушения, происходит в условиях постоянства среднего сжимающего напряжения

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = const. \text{ На каждом этапе нагружения по изменению объема}$$

жидкости в камере прибора определяются величины деформаций  $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ , что позволяет построить кривую деформирования  $(\sigma_1 - \sigma_2) = f(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)$  при  $(\sigma_1 + \sigma_2) = const$ . Варьируя в каждом последующем опыте величину среднего сжимающего напряжения, получаем семейство кривых, описывающих искомую поверхность деформирования.

Определение расчетных параметров поверхности деформирования сводится к использованию специальных функциональных шкал, соответствующих принятой аппроксимирующей функции. Для наиболее часто используемой в расчетах степенной функции в качестве функциональных шкал применяют логарифмические координаты.

Таким образом, описанные методы лабораторных испытаний позволяют определять параметры сложных математических моделей, используемых при автоматизированном проектировании, что открывает возможность выполнять расчеты и проектировать конкретные портовые гидротехнические сооружения.

## ЛИТЕРАТУРА

1. *Справочник проектировщика, основания и фундаменты.* – Л.: Стройиздат. – 1964. – 268 с.
2. Ковтун В.В., Бугаев В.Т. *Прибор для определения модуля деформации грунтов // Сейсмостойкость гидротехнических и портовых сооружений.* – Владивосток, – 1972. С. 78-80.
3. Бугров А.К., Нарбут Р.М., Сипидин В.П. *Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия.* - Л.: Стройиздат, 1987. –184 с.
4. Ковтун В.В., Дорофеев О.А. *Прибор для испытания сыпучих материалов // Механіка ґрунтів і фундаментобудування.* Одеса, 1997. –С. 292-294.
5. А.с. 1158925. *Прибор для исследования свойств грунта в условиях плоской деформации /В.В. Ковтун, В.Г. Безносок, Н.А. Мазур (СССР).*
6. А.с. 1141158. *Нагрузочное устройство для испытаний грунтов в приборах трехосного сжатия.* / В.В. Ковтун, В.Г. Безносок, Н.А. Мазур (СССР).



## НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ С УЧЕТОМ РЕАЛЬНЫХ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАТЕРИАЛОВ

Н.Н. Сорока, В.Г. Суханов («Экострой», г. Одесса)

Железобетон при сжатии, растяжении и изгибе обнаруживает хорошо выраженные пластические свойства и с достаточной для практики степенью точности может рассматриваться как упруго-пластический материал [1]. Расчет несущей способности железобетонных рам будем выполнять при следующих допущениях.

1. Рассматриваемая конструкция находится в условиях простого статического нагружения.

2. Разрушение сечений происходит при совместном действии изгибающего момента и продольной силы; поперечная сила не учитывается.

3. Сечения, в которых изгибающий момент и продольная сила меньше разрушающих, работают упруго.

4. Если в каком-либо сечении действуют разрушающие момент  $M_p$  и продольная сила  $N_p$ , то в этом сечении возникает пластический шарнир.

5. Взаимный поворот и осевая деформация сечений, прилегающих к пластическому шарниру, после достижения моментом и продольной силой значений  $M_p$  и  $N_p$  будут неограниченно расти без какого-либо дальнейшего увеличения изгибающего момента и продольной силы.

6. Перед разрушением не произойдет полной потери устойчивости конструкции либо ее части.

В расчетах также необходимо учитывать, что, поскольку бетон неодинаково сопротивляется растяжению и сжатию ( $|\sigma^-| > |\sigma^+|$ ) то у железобетонных конструкций (в отличие от стальных) разрушающие изгибающий момент  $M_p$  и продольная сила  $N_p$  в сечении зависят от армирования и знаков момента и продольной силы. Зависимость между  $M_p$  и  $N_p$  (условия прочности) устанавливается на основании расчета железобетонного сечения.

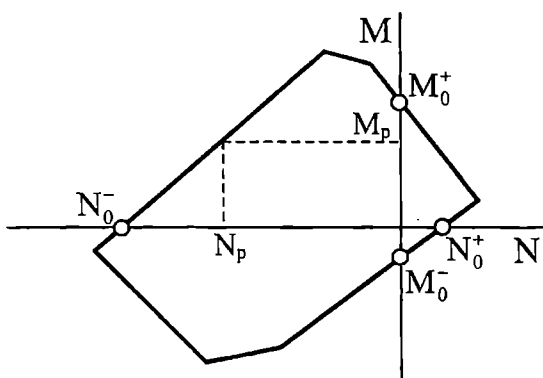


Рис. 1

В наиболее общем виде условия прочности для железобетонных элементов, находящихся в условиях трехосного напряженного состояния, сформулированы в [2].

Пример построения области прочности железобетонного несимметрично армированного сечения при действии изгибающего момента и продольной силы, на

основании существующих норм проектирования, приведен в [3] (рис. 1). Область ограничена шестью прямыми, и для описания ее предложены шесть линейных неравенств вида

$$a_{iM}M + a_{iN}N + a_i \geq 0 \quad (i=1, \dots, 6). \quad (1)$$

Для построения области прочности железобетонного сечения при действии изгибающего момента и продольной силы с учетом реальных диаграмм деформирования материалов принимаем модель деформирования бетона и арматуры согласно [4]. При расчетах сечение по высоте разбивается на отдельные полоски, которые работают только на осевые усилия в рамках гипотезы плоских сечений. Расчет производится итерационным способом с определением секущих модулей через деформации. За предельную нагрузку принимается максимальное значение вектора внешних сил (изгибающего момента и продольной силы), при котором система уравнений равновесия сечения еще имеет решение.

Пример построения области прочности железобетонного несимметрично армированного сечения представлен на рис. 2 [5]. Здесь же показаны эпюры напряжений в бетоне возникающие в предельном состоянии сечения.

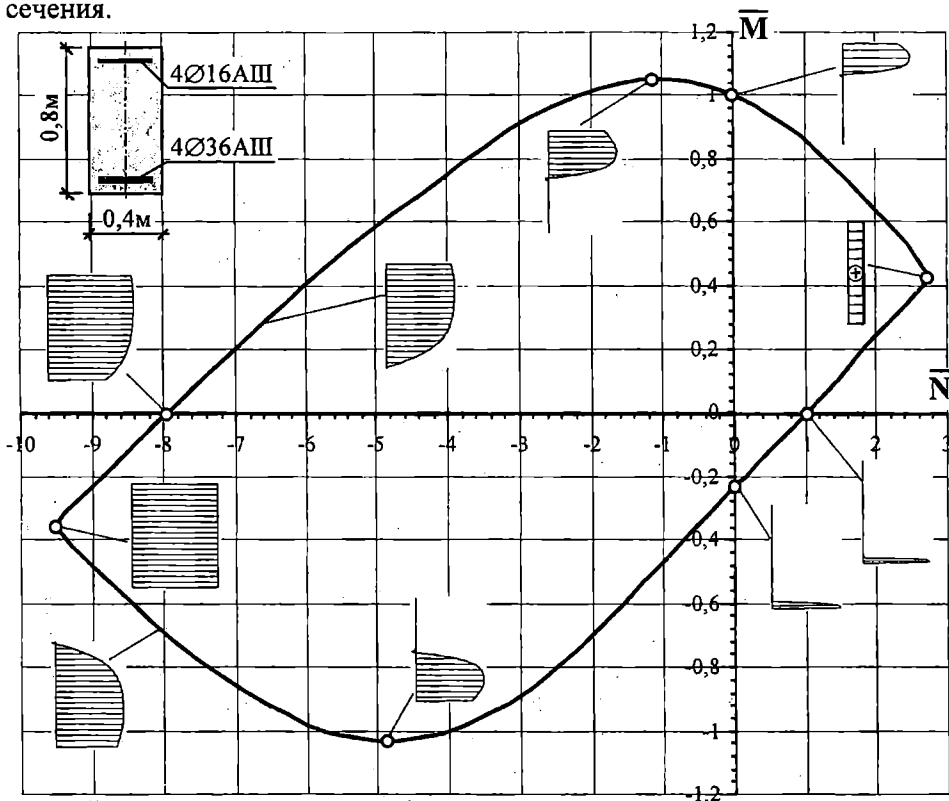


Рис. 2

Относительные значения момента и продольной силы определяются как  $\bar{M} = M/M_0^+$  и  $\bar{N} = N/N_0^+$  (см. обозначения на рис. 1);  $M$  и  $N$  — изгибающий момент и продольная сила, действующие относительно гео-

метрического центра сечения. Крайние правая и левая точки на кривой, ограничивающей область прочности, соответствуют центральному растяжению и центральному сжатию сечения.

При симметричном армировании железобетонного сечения область прочности симметрична относительно оси  $N$  (рис. 4).

Как видно из рисунков область прочности имеет существенно криволинейное очертание. Для расчета несущей способности железобетонных рам такую область прочности удобно описывать с помощью двух нелинейных неравенств вида

$$\sum_{i=0}^n a_i N^i - M \geq 0. \quad (2)$$

Расчеты показали, что достаточно хорошо области прочности прямоугольных сечений описываются выражениями (2) при  $n=3-6$ .

При описании области прочности с помощью линейных зависимостей расчет несущей способности обычно сводится к решению задачи линейного программирования [3, 6], в результате решения которой определяется величина предельной нагрузки, форма разрушения и распределение усилий в предельном состоянии.

Указанная методика расчета, во-первых, требует линеаризации области разрушения и, во-вторых – не позволяет проследить предысторию исчерпания несущей способности. В силу этого расчет несущей способности железобетонных систем предлагается производить по, так называемому, «прямому методу» [7], позволяющему при постепенном увеличении параметра нагрузки выявить последовательность возникновения пластических шарниров, получить действительную форму разрушения и величину предельной нагрузки. Алгоритм расчета в геометрически линейной постановке состоит в следующем.

1. Выполняется статический расчет рамы при действии единичной нагрузки.

2. Определяется величина нагрузки и сечение, в котором возникают разрушающие усилия  $M_p$ ,  $N_p$  (с учетом усилий, полученных на предыдущих этапах расчета), и в этом сечении устанавливается пластический шарнир. Тип устанавливаемого шарнира зависит от расположения точки  $M_p$ ,  $N_p$  на границе области прочности. Если сечение растянуто, то устанавливается так называемый, «гармоникообразный» шарнир [8]. При этом осевая деформация и взаимный поворот сечений, прилегающих к такому шарниру, будут неограниченно расти без какого-либо дальнейшего увеличения изгибающего момента и продольной силы. Если сечение сжато, то «гармоникообразный» шарнир устанавливается только тогда, когда точка  $M_p$ ,  $N_p$  расположена на нисходящей ветви границы области прочности, в противном случае устанавливается обычный шарнир, позволяющий сечениям, прилегающим к нему поворачиваться относительно друг друга без увеличения момента. Установка обычного шарнира снимает одну «лишнюю» связь, а установка «гармоникообразного» шарнира снимает две «лишних» связи.

3. Выполняется расчет системы согласно пунктам 1-2 с учетом установленных шарниров и определяется приращение нагрузки, соответствующее появлению следующего пластического шарнира. Расчет производится до тех пор, пока рама не превратится в механизм.

Описанный алгоритм расчета позволяет определять несущую способность рамы при малых перемещениях, что не всегда соблюдается, поэтому в общем случае необходим учет деформированной схемы. А это приводит к тому, что зависимость между нагрузкой и внутренними усилиями становится нелинейной и алгоритм расчета, изложенный выше для определения предельной нагрузки, становится не пригоден. Поэтому в расчетах геометрически нелинейных систем используется идея пошагового увеличения нагрузки с проверкой условий прочности и устойчивости рамы на каждом шаге нагружения. Расчет по деформированному состоянию выполняется с использованием функций продольного изгиба. При этом параметр  $\nu = \ell \sqrt{N/EI}$  определяется с учетом продольных сил, накопленных на предыдущих шагах нагружения.

Алгоритм вычисления предельной нагрузки с учетом деформированной схемы состоит в следующем.

1. Рама нагружается некоторой начальной нагрузкой  $F$ , которая назначается таким образом, чтобы она была заведомо меньше нагрузки образования первого пластического шарнира.

2. Определяются внутренние усилия в расчетных сечениях рамы с учетом деформированной схемы.

3. Производится проверка условий устойчивости системы и условий прочности расчетных сечений. Если условия устойчивости и прочности соблюдены, нагрузка увеличивается на величину  $\Delta F$  и расчет повторяется, начиная с пункта 2. Если нарушаются условия устойчивости, уточняется величина критической нагрузки и расчет заканчивается. При нарушении условий прочности (усилия в некотором сечении выходят за пределы области прочности) выполняется следующее:

- уточняется (путем уменьшения шага  $\Delta F$ ) значение нагрузки, при которой усилия попадают на границу области прочности;
- в данном сечении устанавливается обычный либо «гармоникообразный» шарнир.

4. Расчет рамы с учетом установленных шарниров повторяется, начиная с пункта 2. Если при установке очередного шарнира рама становится геометрически изменяемой, то расчет прекращается.

Расчет рамы по несущей способности с учетом деформированной схемы позволяет выявить не только предельную нагрузку со всей предысторией нагружения, но также и критическую нагрузку, при которой рама, или ее отдельные элементы теряют устойчивость. Это позволяет в исходных предпосылках снять ограничение б, запрещающее потерю устойчивости в процессе вычисления предельной нагрузки.

На основании описанных алгоритмов и алгоритма МКЭ [9] была составлена программа расчета несущей способности плоских железобетонных рам с учетом деформированной схемы и реальных диаграмм деформирования материалов. В качестве примера произведен расчет бес-

шарнирной железобетонной круговой арки, нагруженной сосредоточенной силой [3] (рис. 3). Арка изготовлена из бетона ( $E_b=28000\text{МПа}$ ,  $R_b=16\text{МПа}$ ,  $R_{bt}=1,8\text{МПа}$ ) и армирована стержнями с пределом текучести  $250\text{МПа}$ . Для расчета методом конечных элементов ось арки разбивалась на 40 прямолинейных участков с одинаковыми горизонтальными проекциями.

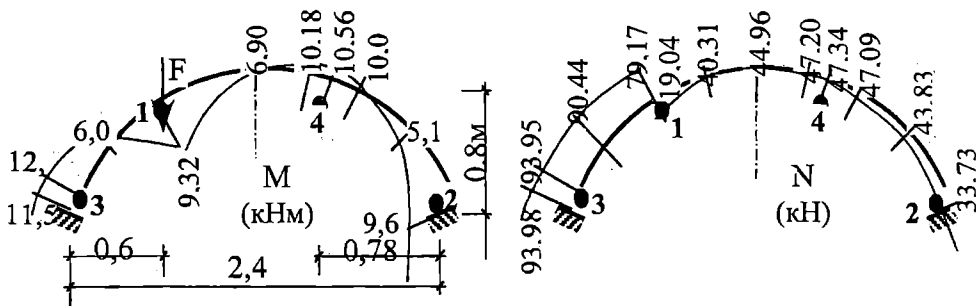


Рис. 3. Эпюры  $M$  и  $N$  в предельном состоянии

Граница области прочности сечения арки (рис. 4) описывалась двумя полиномами

$$\bar{M} = \pm(-0,0033\bar{N}^6 - 0,0227\bar{N}^5 - 0,0148\bar{N}^4 + 0,1308\bar{N}^3 - 0,1769\bar{N}^2 - 0,9178\bar{N} + 1) \quad (4)$$

где  $\bar{M} = M/M_0$ ,  $\bar{N} = N/N_0^+$ ,  $M_0 = 8,411\text{кНм}$ ,  $N_0^+ = 158,008\text{кН}$ .

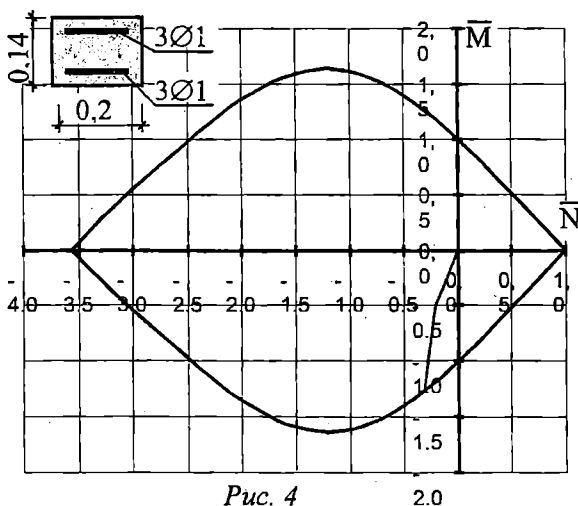


Рис. 4

Знак «+» в (4) учитывается при описании верхней кривой, знак «-» - при описании нижней кривой.

Было выполнено три варианта расчета: 1 - без учета влияния продольной силы на несущую способность ( $F_0=81,618\text{кН}$ ); 2 - линейный расчет с учетом влияния продольной силы ( $F_0=99,719\text{кН}$ ); 3 - расчет по деформированной схеме с учетом

влияния продольной силы ( $F_0=98,812\text{кН}$ ).

Во всех вариантах расчета пластические шарниры образовывались в одних и тех же сечениях арки. Внутренние усилия (рис. 3), как и величины предельных нагрузок, при расчетах арки в двух последних вариантах отличались незначительно, что, в данном случае, свидетельствует о малом влиянии геометрической нелинейности на напряженно деформированное состояние арки. Имеется хорошее совпадение величины предельной нагрузки, полученной во втором и третьем вариантах расчета и предельной

нагрузки, полученной экспериментальным путем ( $F_0=97,5\text{кН}$ ) [3].

#### Выводы

1. Расчет несущей способности железобетонных рам рекомендуется производить с учетом влияния продольной силы, в противном случае можно получить значительную погрешность.

2. Использование полных диаграмм деформирования бетона и арматурной стали позволяет достаточно точно определить разрушающие усилия и построить действительную область прочности железобетонного сечения.

3. Деформационный расчет несущей способности рамы прямым методом позволяет получить подробные данные о напряженно-деформированном состоянии системы и в процессе нагружения и в предельном состоянии независимо от того, будет ли это потеря устойчивости, или исчерпание прочности.

4. Расчеты показали, что для реальных железобетонных рам потеря устойчивости маловероятна.

5. Рассмотренные алгоритмы расчета железобетонных рам достаточно просты и наглядны, не требуют линеаризации области прочности и легко поддаются кодированию на любом алгоритмическом языке высокого уровня.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Тихий М., Раскосник Й. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. М.: Стройиздат, 1976. – 200 с.
2. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.:Стройиздат, 1974. – 191с.
3. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. М.: НИИЖБ, 1986. – С. 7-25.
4. Сорока Н.Н. Построение области прочности железобетонного сечения при действии изгибающего момента и продольной силы // Вестник ОДАБА, 2000. №3. С. 91-95.
5. Чирас А.А. Строительная механика. М.: Стройиздат, 1989. – 256с.
6. Дарков А.В., Шапошников Н.Н. Строительная механика. М.: Высшая школа, 1986. – 544 с.
7. Пиковский А.А. Статика стержневых систем со сжатыми элементами. М.: Физматгиз, 1961.
8. Исаханов Г.В., Гранат С.Я., Мельниченко Г.И. – Строительная механика. Расчет стержневых систем на ЭВМ. – К.: Вища школа, 1990. –230 с.

## РАСЧЕТ ГЛУБОКОВОДНЫХ ВЫПУСКОВ СТОЧНЫХ ВОД В МОРЕ

Д. Яфи (ОГАСА, г.Одесса)

Особенностями выпусков сточных вод в море являются необходимость их укладки на экологически безопасные глубины, как правило, превышающие 100 м, а также их большие диаметры, необходимые для пропуска значительных расходов городских стоков. При этом существующие способы погружения трубопроводов приводят к недопустимым по условиям прочности внутренним усилиям, что требует применения специальных инженерных решений, направленных на их снижение.

В работе [1] в качестве такого решения предложено введение разгружающих шарнирных вставок в плети выпусков, укладываемых способом опускания с плавучих опор. Как показали результаты выполненных автором модельных экспериментальных исследований [1; 2] укладки трубопроводов без и с шарнирными вставками, введение последних существенно снижает внутренние усилия, что позволило рекомендовать применение предложенного инженерного решения при строительстве глубоководных выпусков без применения дорогостоящих специальных трубоукладочных плавучих средств и водолазного труда.

Расчетная схема и основные расчетные зависимости предлагаемой методики определения внутренних усилий в сечениях подводного трубопровода с шарнирными вставками при укладке его на дно водоема способом опускания с плавучих опор приведены в работе [1].

Для удобства практического использования предлагаемой методики расчета реальных подводных трубопроводов с шарнирными вставками была составлена специальная программа реализации этой методики на персональных компьютерах (ПК) при максимальном количестве шарнирных вставок  $n=4$ , различных значениях отрицательной плавучести  $p$  и глубинах  $H$  укладки подводных трубопроводов.

По указанной программе с целью определения областей рационального применения рекомендуемых инженерных решений для снижения внутренних усилий в подводных трубопроводах большого диаметра при их укладке на большие глубины были выполнены три серии примеров расчетов реальных подводных трубопроводов наружным диаметром  $D_n=1020; 1220$  и  $1420$  мм, при глубине укладки их  $H=100; 150$  и  $200$  м, при весе одного погонного метра заполненного водой трубопровода в воде, равного  $p_0; p_1=0,8p_0; p_2=0,6p_0$  и  $p_3=0,4p_0$  и количестве шарнирных вставок  $n=0; 1; 2; 3$  и  $4$ .

По результатам выполненного расчета [2] получены графики зависимостей максимальных суммарных напряжений изгиба и растяжения  $\sigma_{max}$  от глубины погружения  $H$  трубопровода и количества шарнирных вставок  $n$  в нем при различных значениях отрицательной плавучести  $p$  и величине

усилия натяжения  $T=300$  тс. При этом количество примеров расчета каждой серии составляло 60, а общее количество – 180.

На рис. 1-3 в качестве примера приведены указанные графики, полученные по результатам расчета на ПК подводного трубопровода наружным диаметром 1420 мм и толщиной стенки 20 мм при собственном весе одного погонного метра заполненного водой трубопровода в воде  $\rho_0=734$  кг/м.

Эффективность применения шарнирных вставок в укладываемую плеть рассмотренного подводного трубопровода без облегчения (т.е. при  $p=p_0$ ) проиллюстрирована графиком зависимости процентного снижения суммарных напряжений  $\sigma_{max}$  от их количества  $n$ , приведенного на рис. 4. Величины параметра  $\lambda$  при этом вычислялись по формуле

$$\lambda = \frac{\sigma_{max}^{n=0} - \sigma_{max}^{n>0}}{\sigma_{max}^{n=0}} \times 100\% .$$

Как следует из данного рисунка, эффект от введения в укладываемую плеть рассматриваемого трубопровода четырех шарнирных вставок выражается в снижении суммарных максимальных напряжений в нем от 15% при глубине погружения  $H=200$  м до 63% – при  $H=100$  м.

Существенную роль в снижении внутренних усилий в погружаемом трубопроводе играет также его вес  $p$ , что следует из графиков, приведенных на рис. 1-3.

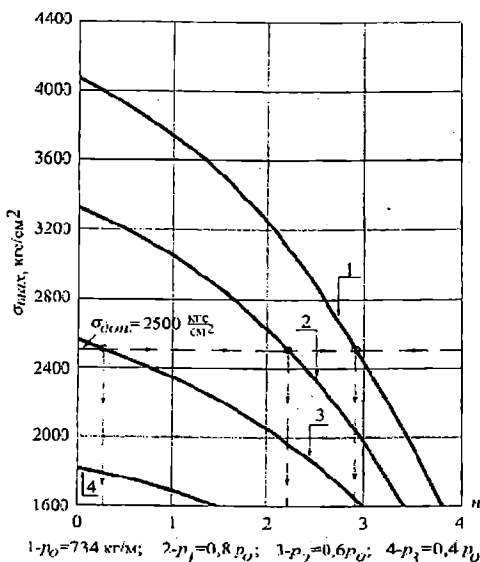


Рис. 1. Графики зависимости  $\sigma_{max}=f_1(p, n)$  при  $H=100$  м и  $T=300$  тс

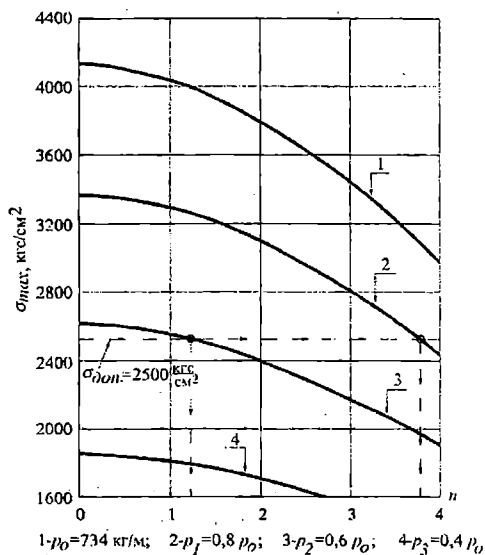


Рис. 2. Графики зависимости  $\sigma_{max}=f_2(p, n)$  при  $H=150$  м и  $T=300$  тс

Анализ графиков, приведенных на указанных рисунках свидетельствует о технической возможности безопасного по условию прочности (т.е. при  $\sigma_{max} \leq \sigma_{don}$ ) погружения рассмотренного подводного трубопровода на заданные глубины при варьировании количеством введенных в уклады-



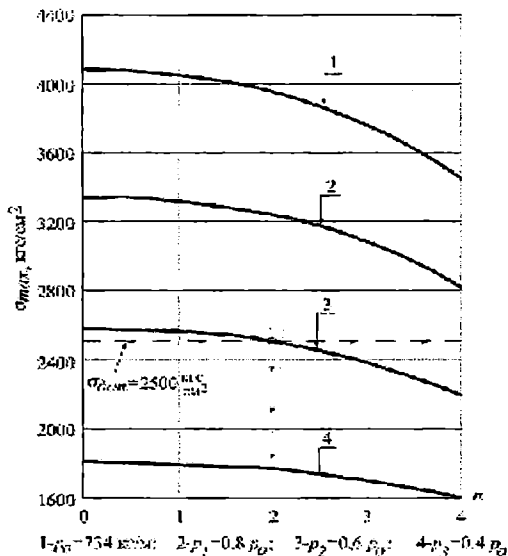


Рис. 3. Графики зависимости  $\sigma_{max}=f_2(p, n)$  при  $H=200$  м и  $T=300$  тс

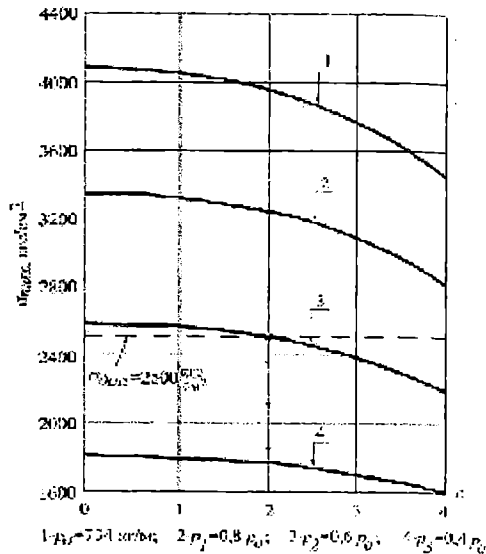


Рис. 4. Графики зависимости  $\sigma_{max}=f_2(p, n)$  при  $p_0=734$  кг/м и  $T=300$

дываемую плеть шарнирных вставок  $n$  и весом одного погонного метра (отрицательной плавучести)  $p$  трубопровода.

Таким образом, вариации этих параметров обуславливают возможность применения различных инженерных решений поставленной задачи. Окончательное инженерное решение следует принимать в результате выполнения технико-экономического сопоставления различных вариантов при проектировании и строительстве реальных объектов в конкретных естественных условиях.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Школа А.В., Посуховский А.К., Давид Яфи. Сопоставление опытных и расчетных значений основных параметров работы моделей подводных трубопроводов с шарнирными связями в процессе их погружения // Межведомственный научно-технический сборник. НИИИСК. Вып. 55. Киев, 2001. С.190-192.
2. Школа А.В., Посуховский А.К., Давид Яфи. Экспериментальные исследования работы подводных трубопроводов с шарнирными связями при погружении способом опускания с плавучих опор // Вестник ОГАСА, 2001. Вып. 4. С. 123-127.

## ВЕРОЯТНОСТНЫЕ ПОДХОДЫ К ОЦЕНКЕ УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

А. М. Марченко (ОГАСА, г. Одесса)

Обоснованы и разработаны алгоритмы вероятностного моделирования сдвиговых параметров при расчете общей устойчивости гидротехнических сооружений. Рассмотрены два типа задач для оснований с такими характерными инженерно-геологическими условиями: а) – изотропные грунтовые напластования, включающие весьма слабые прослойки (слои); б) – анизотропные грунтовые среды с вероятностной интерпретацией сдвиговых показателей.

Решение первого типа задач (а) приведено для «больверков», которые являются наиболее технологичными и широко распространенными причальными сооружениями. Классический метод определения несущей способности основания таких сооружений базируется на расчетной схеме глубинного сдвига в предположении круглоцилиндрической поверхности скольжения [1]. Достоверность и простота такого подхода к расчету существенно снижается в основаниях с наличием относительно слабого слоя грунта. Использование круглоцилиндрического метода приводит к тому, что поверхность скольжения пересекает слабый слой, влияние которого на общую схему и надежность расчета устойчивости может оказаться значительным. Применение метода Маслова-Берера, при котором потеря устойчивости обуславливается поступательным перемещением сдвигаемого массива грунта вместе с сооружением по фиксированным ломанным поверхностям скольжения, по сути является вероятностным приближением расчетной схемы к реальной работе основания [2].

На основе данного метода разработана программа по расчету общей устойчивости, которая предназначена для оценки устойчивости оснований одноанкерных и безанкерных «больверков». Отличием предлагаемого расчета является применение способа последовательного перебора углов ориентации плоскостей скольжения в каждом слое грунта основания с целью минимизации коэффициента устойчивости.

Основные допущения и предпосылки расчета:

- грунтовое основание является однородным и изотропным;
- потеря общей устойчивости реализуется по ломаной поверхности скольжения;
- грунтовый массив, ограниченный поверхностью скольжения, при потере устойчивости совершает поступательное движение;
- в  $\varepsilon$ -окрестности, примыкающей к поверхности скольжения, выполняется условие предельного напряженного состояния;
- фиксированной точкой прохождения поверхности скольжения является подошва шпунта;
- поверхность скольжения проходит по или ниже подошвы анкера;

Следствием последнего допущения является то, что потенциал программы ограничен отсутствием возможности выполнять расчет с учетом перерезывания анкерных тяг.

Программный алгоритм включает следующие пошаговые расчетные блоки:

1. Сдвигаемый массив делится на три условные зоны: первая – перед шпунтовой стенкой со стороны воды; вторая – между шпунтовой стенкой и анкерным устройством; третья – за анкерным устройством.

2. В каждой зоне производится поиск потенциально возможных поверхностей скольжения путем последовательного перебора углов их ориентации.

3. Соответствующая зона сдвигаемого массива разбивается на  $i$ -тое количество вертикальных элементов, при этом принимается, что поверхность сдвига пересекает эти грунтовые элементы по одной непрерывной плоскости.

4. Определяется собственный вес с учетом действующих и потенциальных нагрузок, а также горизонтальные составляющие сил (отрицательная – удерживающая, положительная – сдвигающая) для  $i$ -го вертикального элемента.

5. Вычисляются интегральные удерживающая и сдвигающая силы и проверяется условие устойчивости, исходя из их соотношения (коэффициент устойчивости) при заданных параметрах сооружения и грунтового основания.

Конечными результатами автоматизированного расчета являются:

- величины сдвигающих и удерживающих сил;
- параметры ломанной поверхности скольжения;
- коэффициент устойчивости гидротехнического сооружения.

По разработанной программе выполнены поверочные расчеты девяти существующих причалов в различных портах Украины с наличием слабых грунтовых прослоек в основаниях [3].

Анализ численных исследований позволяет сделать такие выводы:

1. Более чем у половины просчитанных причалов, коэффициент устойчивости по методу Маслова-Берера меньше, в сравнении с гипотезой круглоцилиндрической поверхности скольжения.

2. Чем ниже прочностные характеристики слабого грунта, тем более пологий угол ориентации поверхности скольжения.

3. Подошва анкера не является обязательной точкой прохождения поверхности скольжения или, другими словами, в некоторых случаях наличие анкера практически не влияет на общую устойчивость сооружения.

4. Значительная площадь поверхности скольжения приходится на слабый грунт, что оказывает существенное влияние на коэффициент устойчивости.

5. Варьирование основных опорных параметров расчета показало, что заглубление отметки заложения шпунта на 1 м увеличивает коэффициент устойчивости на 10%, а метровое удаление анкера от бoulderка – на 5%.

Решение второго типа задач (б) показано для гидротехнических сооружений воспринимающих значительные горизонтальные нагрузки. В этих случаях возникает необходимость учета анизотропии прочностных и механических свойств грунтов, в силу их существенного влияния на конечные результаты расчета [4].

Влияния анизотропии на сдвиговые характеристики в общем случае учитывается с помощью функции  $\tau(\beta, x, y)$  предельного сопротивления сдвигу по элементарной площадке, ориентированной под углом  $\beta$  в произвольной точке с координатами  $x, y$ , принадлежащей грунтовой полуплоскости. Более удобной формой представления  $\tau(\beta, x, y)$  для решения практических задач являются годографы угла внутреннего трения  $\varphi(\beta, x, y)$ , сцепления  $c(\beta, x, y)$  и давления связности  $\sigma_c(\beta, x, y)$ . При этом по всей однородной анизотропной полуплоскости выполняются условия

$$\begin{aligned}\varphi(\beta, x, y) &= \varphi(\beta), \\ c(\beta, x, y) &= c(\beta).\end{aligned}\tag{1}$$

В таких случаях для реальных грунтовых оснований, как правило, имеет место удовлетворение зависимостей

$$\begin{aligned}\varphi(\beta) &= \varphi(\pi + \beta), \\ c(\beta) &= c(\pi + \beta).\end{aligned}\tag{2}$$

При рассмотренном вероятностном подходе принято, что описание анизотропии по сопротивлению грунтов сдвигу выполняется параметрами  $\varphi(\beta)$  и  $c(\beta)$ , которые являются случайными функциями. Как известно, для численных исследований с такими функциями, необходимо располагать их математическими ожиданиями, дисперсиями  $D_\varphi(\beta)$  и  $D_c(\beta)$ , а также корреляционными зависимостями  $k_\varphi(\beta_1, \beta_2)$ ,  $k_c(\beta_1, \beta_2)$ . В свою очередь, определение этих характеристик предполагает значительный объем реализаций годографов.

Для решения задач с помощью теории предельного напряженного состояния анизотропных грунтовых оснований сформулированы следующие основные предпосылки вероятностного моделирования их показателей:

1. Многослойная грунтовая среда удовлетворяет условиям (1) и (2).
2. Стохастичность грунтовых показателей отвечает гипотезам совершенной и несовершенной статической однородности.
3. Показатели свойств грунтов трактуются как случайные параметры, обусловленные вероятностными зависимостями.
4. Вероятностные зависимости и статистические характеристики показателей свойств грунтовой среды удовлетворяют гипотезам репрезентативности и адекватности.

При этом вероятностная расчетная модель теории предельного напряженного состояния предполагает две реализации: а) вероятностную трактовку удовлетворения системы уравнений равновесия и условий предельного напряженного состояния; б) вероятностную трактовку параметров грунтовой модели при безусловном удовлетворении системы уравнений равновесия и условий предельного напряженного состояния. Ранее нами рассмотрена постановка аналогичной задачи и табличная интерпре-

тация исходных данных, допускающих последнюю из приведенных выше реализаций [5].

Вероятностное моделирование и интерпретация стохастических изменений сдвиговых параметров анизотропных грунтовых оснований с привлечением метода Монте-Карло для решений задач по устойчивости выполнены в виде программных алгоритмов [6]. Условие предельного напряженного состояния анизотропного грунта, базирующееся на выражении

$$\sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \varphi (\beta), \quad (3)$$

представлено в графическом варианте [3].

Получено решение задач Ренкина и Прандтля в вероятностной постановке сдвиговых параметров. Использование рассмотренного вероятностного подхода позволило объективно увеличить надежность результатов расчетов с необходимой степенью точности при сравнительно небольшом статистическом ряде исходных данных. Дальнейшую разработку вероятностного моделирования сдвиговых параметров и их применение в расчетах общей устойчивости гидротехнических сооружений двух рассмотренных типов задач планируется выполнить смешанным решением, что можно считать вполне целесообразным и оправданным.

## ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений. – М.: Стройиздат, 1988. – 48 с.
2. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1982. – 511 с.
3. Школа А.В., Марченко А.М., Барабаш В.П. Поверочные расчеты больверков методом Маслова-Берера // Механика грунтов и фундаментостроение Тр. 3 Украинской науч.-техн. конф. Том 1. – Одесса, 1997. – С. 406-407.
4. Школа А.В. Несущая способность оснований и боковое давление грунтов анизотропных по сопротивлению сдвигу. – М., 1991.
5. Школа А.В., Марченко А.М. Предельно-напряженное состояние анизотропного по сопротивлению сдвигу грунтового основания в вероятностной постановке параметров // Гидротехнические сооружения. Морские и речные порты Сб. науч. тр. Вып.2. – Одесса, 1999. – С. 61-63.
6. Школа А.В., Марченко А.М. Метод Монте-Карло как вероятностный аппарат в теории предельного напряженного состояния анизотропного по сопротивлению сдвигу грунтового основания // Будівельні конструкції. Механіка ґрунтів та фундаментобудування: Зб. наук. пр. Вип. 53. – Київ: НДІБК, 2000. – С. 275-278.

## ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЦЕССА КОНСОЛИДАЦИИ НАМЫВНЫХ ОСНОВАНИЙ В ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ\*)

Т. В. Рабочая (ОГАСА, г. Одесса)

При строительстве и реконструкции гидротехнических сооружений в условиях илистых грунтов приходится решать проблемы их оптимальной утилизации при дноуглубительных работах. Технико-экономическое сравнение показывает экономическую целесообразность замены вывоза продуктов дноуглубления на морскую подводную свалку созданием из них искусственных территорий с последующей их эксплуатацией. При этом необходимо разработать методику прогнозирования деформаций сооружений с учетом строительных свойств искусственных оснований.

Ранее учет фильтрационной консолидации искусственных оснований был решен в предположении пространственно-временного изменения коэффициента консолидации [4]. Рассмотрена одномерная схема деформирования (рис. 1).

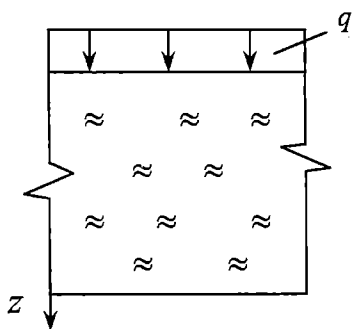


Рис. 1. Схема одномерной задачи

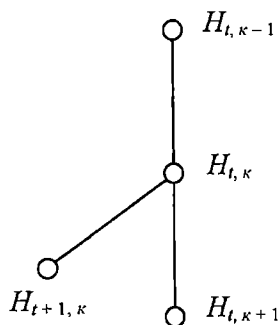


Рис. 2. Явная схема

В качестве исходной предпосылки принято

$$v \frac{\partial H(z, t)}{\partial z} dz = \frac{\partial C(z, t)}{\partial z} dz, \quad (1)$$

где  $v = \text{const}$  – функция времени;  $H(z, t)$  – функция избыточного давления в поровой воде;  $C(z, t)$  – коэффициент консолидации.

Решение указанной задачи выполнено методом конечных разностей путем использования явной схемы для функции напора (рис. 2).

Основное условие устойчивости конечно-разностного подхода принято в виде

\*) Работа выполнена под руководством проф. Школа А. В.

$$\Delta t C(H) / \Delta z^2 \leq 0,5 \quad (2)$$

Для исследования разработана и реализована в численном виде автоматическая программа для ПЭВМ, исходными данными для которой служили: – мощность грунтового основания – 10 м; – шаг по времени – 0,1 м; – шаг по координате – 0,5 м; – по подошве слоя водоупор. Все расчеты проведены до степени консолидации 0,9. Устойчивость конечно-разностной схемы функционально получена при дискретном изменении параметров  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  [1]. Результаты численных исследований представлены в графическом виде. В качестве примера одна из серий результатов расчетов приведена на рис. 3.

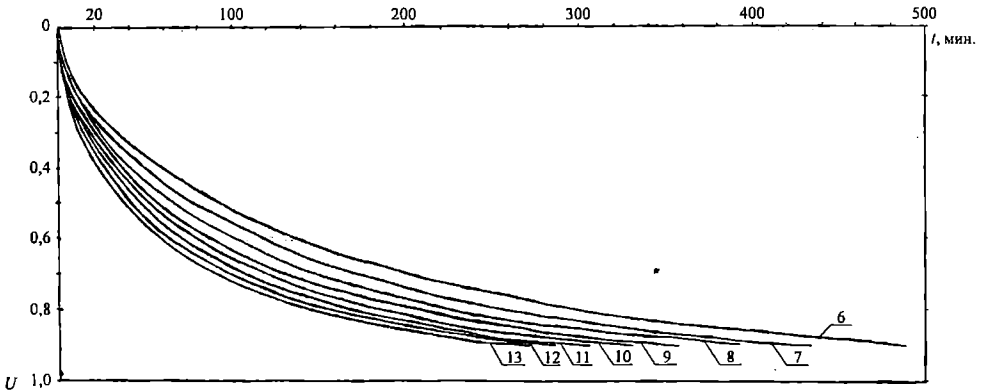


Рис. 3

Анализ полученных результатов показал, что принятое нелинейное пространственно-временное изменение коэффициента консолидации приблизило принятую расчетную схему к действительному процессу уплотнения искусственных оснований во времени. Для получения адекватной методики расчета консолидации целесообразно решение указанной задачи развить на степенную зависимость коэффициента консолидации относительно функции порового давления.

В статье [2] приведена дальнейшая разработка нелинейной теории консолидации с учетом распределения порового давления по глубине и во времени.

В качестве исходной предпосылки принято

$$v \frac{\partial H^a(z, t)}{\partial z} dz = \frac{\partial C(z, t)}{\partial z} dz, \quad (3)$$

где  $v = \text{const}$  – функция времени;  $H^a(z, t)$  – функция избыточного давления в поровой воде;  $a$  – параметр, отражающий пределы изменения порового давления, определяемый экспериментальным путем;  $C(z, t)$  – коэффициент консолидации.

Дифференциальное уравнение (4) уплотнения грунтового основания принято по аналогии с известным уравнением теплопроводности, в котором краевые условия 2-го рода реализуются на допущениях, приведенных в работе [2].

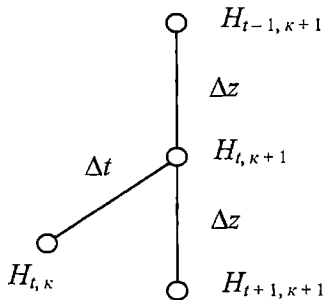


Рис. 4

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ C(H) \frac{\partial H}{\partial z} \right]. \quad (4)$$

Для решения уравнения применен метод итераций приложенный к неявной конечно-разностной схеме (рис. 4).

Схема является устойчивой, если погрешность не превышает  $O(\tau + \Delta z^2)$ .

Для нахождения значений функции избыточного давления в поровой воде  $H^p(z, t)$  с учетом значения коэффициента консолидации используется метод прогонки [3]. Была создана программа обеспечи-

вающая необходимую точность вычислений.

Предложенная методика расчета позволяет решать вопросы связанные со строительством и эксплуатацией намывных территорий.

Результаты выполненных расчетов показывают, что период консолидации на первом этапе деформирования слабых глинистых искусственных территорий ускоряется в сопоставлении с линейной теорией фильтрационной консолидации, и замедляется в дальнейшем.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Рабочая Т. В. Автоматизация расчетов консолидации слабых оснований из утилизированных грунтов дноуглубления в одномерных условиях деформирования и анализ полученных результатов // Труды 3-й Украинской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Том 2.-Одесса, 1997. – С. 135 – 138.
2. Рабочая Т. В., Кириллов Я. В. Численное решение уравнения нелинейной теории фильтрационной консолидации в одномерных условиях деформирования // Вестник ОГАСА. Вып. 4. – Одесса, 2001. – С. 368 – 371.
3. Самарский А. А. Теория разностных схем. М.: Наука, 1989. 248 с.
4. Школа А. В. Деформирование территорий портов и оснований портовых гидротехнических сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. – М.: Мортехинформреклама, 1983. – С. 24.
5. Развитие теории уплотнения береговых гидроотвалов из бросовых грунтов дноуглубления с целью их утилизации в искусственные территории: Отчет о НИР. – Одесса, ОГАСА, 1996. – 200 с.

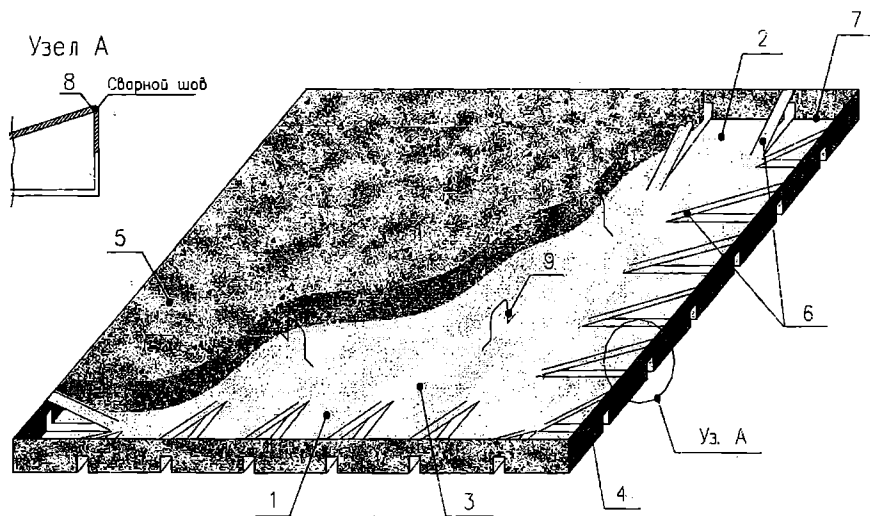


## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ ПЛИТ

Н.В. Смолянюк (ХНАДУ, г. Харьков)

Настоящая работа является развитием исследований по сталебетонным плитам [1,2,3]. Для обеспечения надёжной и непрерывной связи полосовой арматуры с бетоном предложено [4,5] в металлическом листе выполнять П-образные просечки, основания которых расположены на стальном листе, а отогнутые кромки – на отбортовках листа (рис.1).

С целью проверки этого решения были предприняты описанные в предлагаемой статье экспериментальные исследования. В процессе исследований необходимо было определить: несущую способность плит с различным расположением просечек; характер деформирования и исчерпания несущей способности; динамику развития пластических свойств в стальном листе и трещинообразование в бетоне; влияние характера расположения и шага просечек на деформации и прочность плиты; закономерности распределения усилий в стальном листе, в растянутой (в прорезях) и сжатой зонах бетона.



- |                                 |                                |
|---------------------------------|--------------------------------|
| 1 – армоопалубочный элемент;    | 6 – просечка;                  |
| 2 – металлический лист;         | 7 – линия перегиба отбортовок; |
| 3 – основание листа;            | 8 – отогнутая кромка просечек; |
| 4 – отбортовки стального листа; | 9 – петлевой анкер             |
| 5 – бетон;                      |                                |

Рис. 1. Схема сталебетонной плиты перекрытия

Экспериментальные исследования проводились на 6 опытных образцах квадратных сталебетонных плит (П1, ..., П6) с размерами в плане 1,0 × 1,0 м и высотой 0,05 м. Толщина стального листа составляла 1 мм.

Сцепление плоского стального листа с отбортовками и размещённого на этом листе бетонного слоя достигалось за счёт П-образных просечек шириной 20 мм и длиной от 80 до 260 мм, выполненных в металлическом листе. Так как основание каждой просечки размещалось на листе, а отогнутая кромка просечек – на отбортовках, по периметру стального листа образовались треугольные шпонки. Отогнутые кромки прорезей приваривались к отбортовкам ручной электродуговой сваркой.

Рассматривались следующие варианты размещения П-образных просечек: под углом  $90^\circ$  по отношению к кромке листа (образцы П1, П3, П5); веерообразно (образцы П2, П4, П6) под углами от  $54^\circ$  до  $90^\circ$  по отношению к кромке листа. Кроме того, в каждом третьем образце просечки при соединении с отбортовками закручивались на  $180^\circ$  для улучшения сцепления бетона с листовой арматурой.

Для изготовления бетонной смеси использовался шлакопортландцемент марки 500 (Белгород, Россия), песок (Безлюдовка, Украина) с модулем крупности  $M_k = 1-1,4$ . В качестве заполнителя использовался гранитный щебень марки М-1200 (по прочности) фракции 5-20 мм (Кременчуг). Изготовленные образцы были подвержены тепловлажностной обработке в пропарочной камере ямного типа. Работы по изготовлению образцов проводились в условиях Харьковского завода железобетонных конструкций «Метрострой».

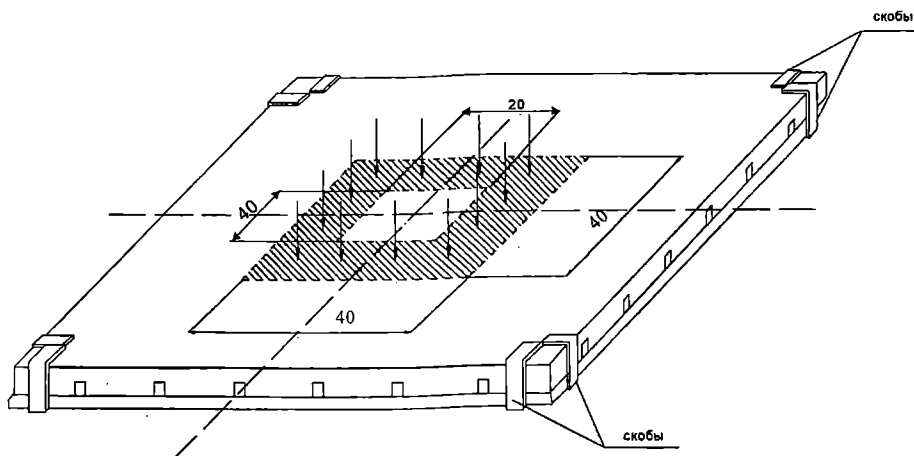


Рис. 2. Схема приложения нагрузки

Испытания проводились в соответствии с представленной схемой (рис.2) на действие распределённой нагрузки, приложенной в центре плиты через жёсткий штамп с внешними размерами  $40 \times 40$  см и внутренними -  $20 \times 20$  см. Таким образом, нагрузка передавалась по замкнутой полосе площадью  $0,12 \text{ м}^2$ . Под штампом располагался слой плотной маслостойкой резины толщиной 1 см. Рабочее усилие создавалось гидравлическим домкратом. Предотвращение отрыва плиты от опорного контура в угловых зонах осуществлялось скобами, допускающими свободные угловые перемещения (рис.2).

Вертикальные перемещения точек плиты в процессе нагружения фиксировались индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм, которые располагались вдоль оси симметрии сталебетонной плиты. Во всех образцах измерялись относительные деформации стального листа, а также деформации на поверхности бетона в сжатой и растянутой (в просечках) зонах при помощи тензометрических датчиков сопротивления типа КФ. На бетоне использовались датчики с базой 50 мм, на стали – с базой 20 мм. Испытание производилось нагружением образцов сталебетонных плит ступенями, составляющими приблизительно 0,05 от разрушающей нагрузки со скоростью 0,3 кН/сек.

Деформативно-прочностные характеристики материалов определялись непосредственно перед началом экспериментальных исследований на контрольных образцах бетона и стали. Средняя кубиковая прочность бетона при одноосном сжатии была равна  $R_B = 41,5$  МПа. Средняя величина модуля упругости бетона  $E_{B0} = 31000$  МПа, что соответствует марке бетона В35. Значение модуля упругости листовой арматуры  $E_{S0} = 200000$  МПа.

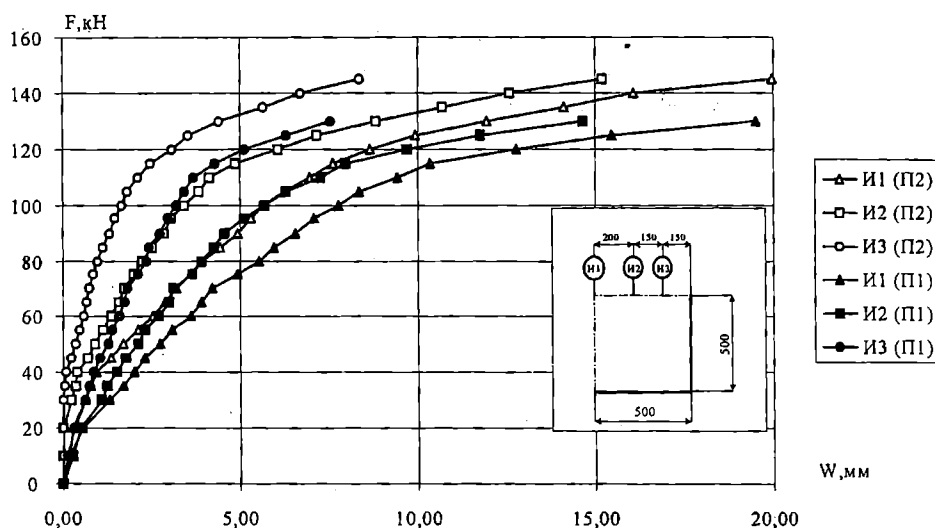
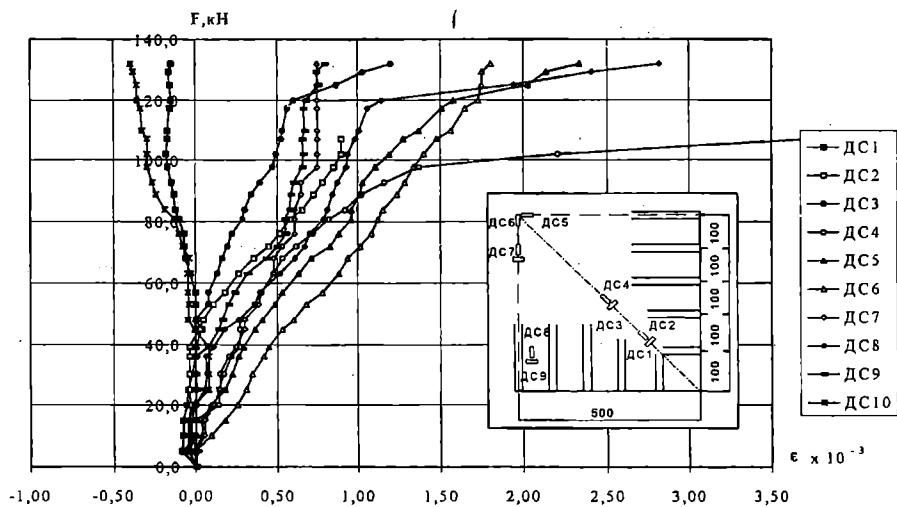
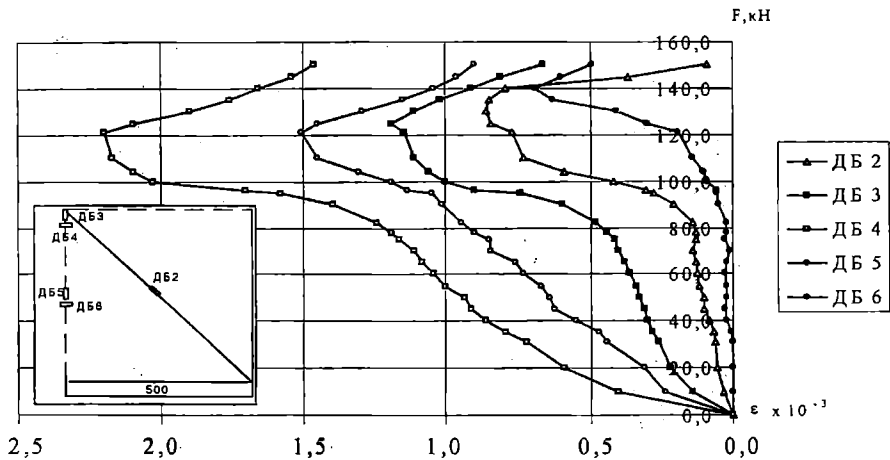


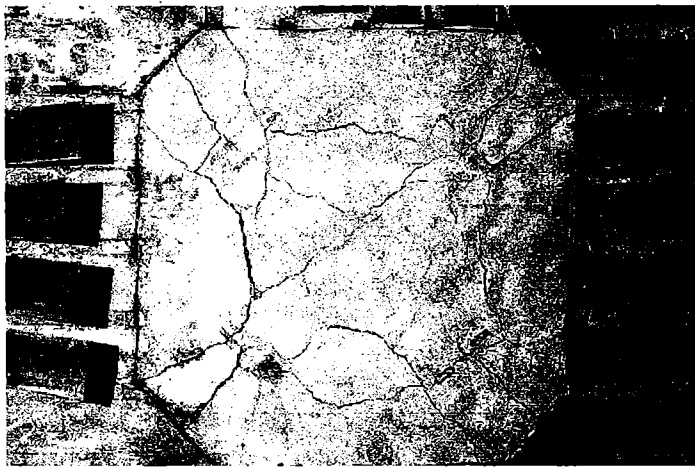
Рис. 3. Диаграмма «нагрузка - прогиб» для сталебетонных плит П1 и П2

В результате испытаний опытных образцов сталебетонных плит получены данные о характере деформирования их под нагрузкой. На рисунке 3 представлены линии прогибов плит П1 и П2 при различных значениях нагрузки на них. Сравнение диаграмм деформирования сталебетонных плит под нагрузкой с аналогичными для железобетонных позволяет сделать вывод о том, что листовое армирование в отличие от стержневого сглаживает анизотропные свойства элемента плиты после образования трещин в растянутой зоне бетона. Поэтому на диаграмме «нагрузка-прогиб» сталебетонных плит отсутствует резкий перелом, характерный моменту трещинообразования в железобетонных плитах.



На рисунке 4 приведены результаты измерений относительных деформаций на поверхности бетона плиты. Максимальные значения зарегистрированы в середине плиты и при нагрузке 121 кН составляли 2,2 мм/м. По данным Г.Купфера [6] при равномерном двухосном сжатии тяжёлого бетона относительные деформации в бетоне при разрушении достигают величины 2,6 мм/м при напряжениях  $\sigma_1 = 1,15R_b$  ( $R_b$  – прочность при одноосном сжатии). Следовательно, можно предположить, что при нагрузке на плиту 121 кН фибровые волокна бетона в середине плиты находились в состоянии, близком к предельному. Последующее увеличение нагрузки привело к разрушению бетона сжатой зоны, чем и объясняется снижение показаний датчиков при дальнейшей росте нагрузки.

Как показывают измерений деформаций внешней арматуры (рис.5), пластические деформации в листе появляются при нагрузке 98 кН.



*Рис. 6. Схема трещинообразования в растянутой зоне бетона плиты П1 после вскрытия стального листа*

На основании анализа схемы трещинообразования и последовательности развития пластических свойств в листовой арматуре можно утверждать, что схемы предельного состояния при разрушении сталебетонной плиты по прочности нормальных сечений совпадают с аналогичными схемами для железобетонных плит (рис.6). Следовательно, применение метода предельного равновесия к оценке несущей способности с использованием известных для железобетонных плит схем, обосновано также и для плит с внешним листовым армированием.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Несущая способность сталебетонных плит // Изв. вузов: Строительство и архитектура. 1989. - №4. - С. 5 – 8.
2. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Напряжённо-деформированное состояние сталебетонных плит // Строительная механика и расчёт сооружений. 1990. - №2. - С. 22 – 26.
3. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Экспериментальные исследования сталебетонных плит // Изв. вузов: Строительство и архитектура. 1991. - №5. - С. 125 – 128.
4. А.с. № 1647101. Перекрытие / Чихладзе Э.Д., (Украина) с ил.; Опубл. – 1991. Бюл. №17.
5. Коровниченко Н.В. Сталебетонная плита перекрытия // Межвузовский сборник научных трудов ХарГАЖТ. – 2001. – Вып.48. – С. 57 – 60.
6. Kupfer H., Hilsdorf H., Rush H. Behavior of Concrete under Biaxial Stresses// JACI. – 1969. – Vol.66. - № 8. P.656-666.

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК

М.А. Ковалёв (УкрГАЖТ, г. Киев)

Настоящая работа является развитием исследований [1]. В ней описаны результаты испытаний 6 серий балочных образцов с листовым армированием размерами  $0,08 \times 0,15 \times 1,3$ , ( $b \times h \times l$ ), по две в каждой. В качестве листовой арматуры использовалась стальная полоса размерами  $0,08 \times 0,0015 \times 1,3$  м, объединённая с бетонным телом балки для совместной работы анкерами различных типов (рис.1). Анкера приваривались к стальному листу электродуговой сваркой.

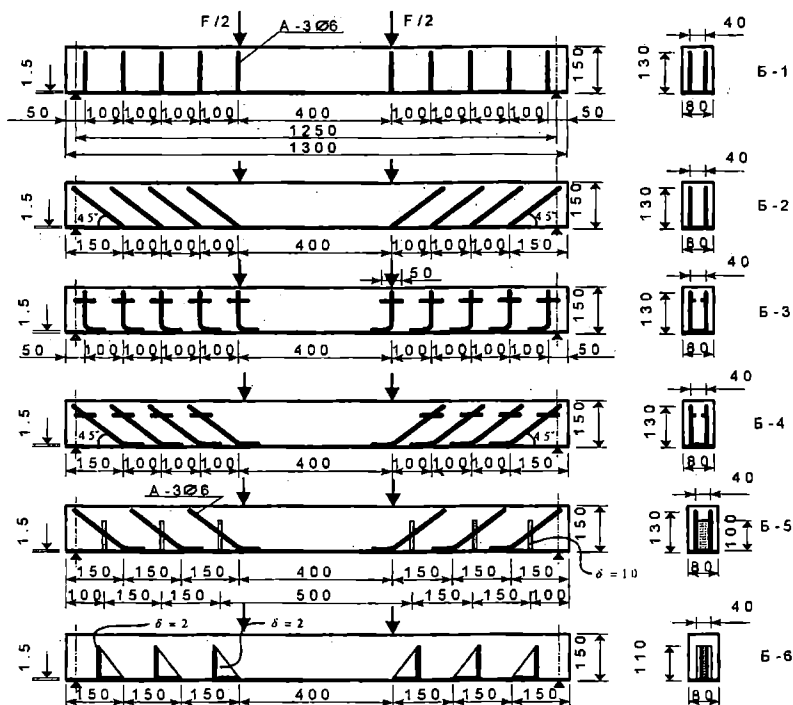


Рис. 1. Конструкции сталебетонных балок

Целью предпринятых исследований было: определение деформативных характеристик объединения стального листа с бетоном; выявление закономерности распределения усилий, возникающих в плоскости соприкосновения листовой арматуры с бетоном; определение несущей способности и характера предельного состояния.

Нагружение опытных образцов производилось в соответствии со схемой (рис1), двумя сосредоточенными силами на машине ГРМ-1. Поэтому объединительные детали во всех сериях устанавливались вне зоны чистого изгиба. Нагружение балки осуществлялось ступенями, после каждой из которых замерялись относительные деформации листовой

арматуры, сжатого бетона, сдвиги между бетоном и листом. Деформации в стальной листе и бетоне замерялись методом электротензометрии. Показания датчиков регистрировались прибором АИД-4. Величины сосредоточенных сдвигов измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01мм.

В результате проведенных экспериментальных исследований сталебетонных балок получены сведения о деформировании анкеров в виде диаграмм “нагрузка-сдвиг” (рис2).

В предварительных испытаниях контрольных образцов бетона и стали были определены физические характеристики материалов: средняя прочность бетона при одноосном сжатии  $R_b = 16\text{МПа}$ ; модуль упругости листовой арматуры  $E_{so} = 200000\text{МПа}$ ; предел текучести при одноосном растяжении  $\sigma_T = 267\text{МПа}$ .

Вертикальные и наклонные анкера показали себя достаточно жёсткими на сдвиг связями. Максимальные деформации вплоть до разрушения балок не превысили  $2 \times 10^{-4}$  м. Значения экспериментально полученных жёсткостей приведены в таблице 1.

Таблица 1

Жёсткость анкеров (Т/М)

№ балки	1 АНКЕР	2 АНКЕР	3 АНКЕР	4 АНКЕР	5 АНКЕР	СРЕДНЕЕ
Б-1.2	$0.35 \times 10^5$	$0.25 \times 10^5$	$0.19 \times 10^5$	$0.14 \times 10^5$	-	$0.23 \times 10^5$
Б-1.3	$1.12 \times 10^5$	$0.63 \times 10^5$	$0.48 \times 10^5$	$0.41 \times 10^5$	$0.29 \times 10^5$	$0.57 \times 10^5$
Б-1.4	$0.58 \times 10^5$	$0.35 \times 10^5$	$0.27 \times 10^5$	$0.24 \times 10^5$	-	$0.36 \times 10^5$
Б-1.5	$0.83 \times 10^5$	$0.49 \times 10^5$	$0.38 \times 10^5$	-	-	$0.57 \times 10^5$
Б-1.6	$0.45 \times 10^5$	$0.2 \times 10^5$	$0.17 \times 10^5$	-	-	$0.27 \times 10^5$

Значения жёсткостей полученных для различных анкеров (табл.1) одной и той же балки в некоторой степени различаются. Отмеченный факт можно объяснить внецентренным приложением растягивающего усилия к стальному листу, в результате чего последний мог получить незначительное угловое перемещение, искажающее измерения индикатором величины сдвигов по контакту.

На рис.3 показано распределение сдвигающих усилий вдоль продольной оси балки в процессе нагружения. При этом сдвигающая сила в анкере находилась как приращение усилия, возникающего в поперечном сечении стальной арматуры, на участке между двумя соседними анкерами.

Анализ закономерности распределения и перераспределения усилий (рис. 3) по контакту внешней арматуры с бетоном свидетельствует о том, что после образования трещин в бетоне стальной лист начинает работать как затяжка, стягивающая берега трещин. По этой причине распределение усилий в объединительном шве отличается от известных в теории составных стержней А. Р. Ржаницина [2] и характеризуется тем, что сначала в работу активно включаются связи сдвига расположенные непосредственно вблизи трещин и по мере их деформирования включаются остальные. Разрушение испытанных балок произошло по прочности нормальных сечений.

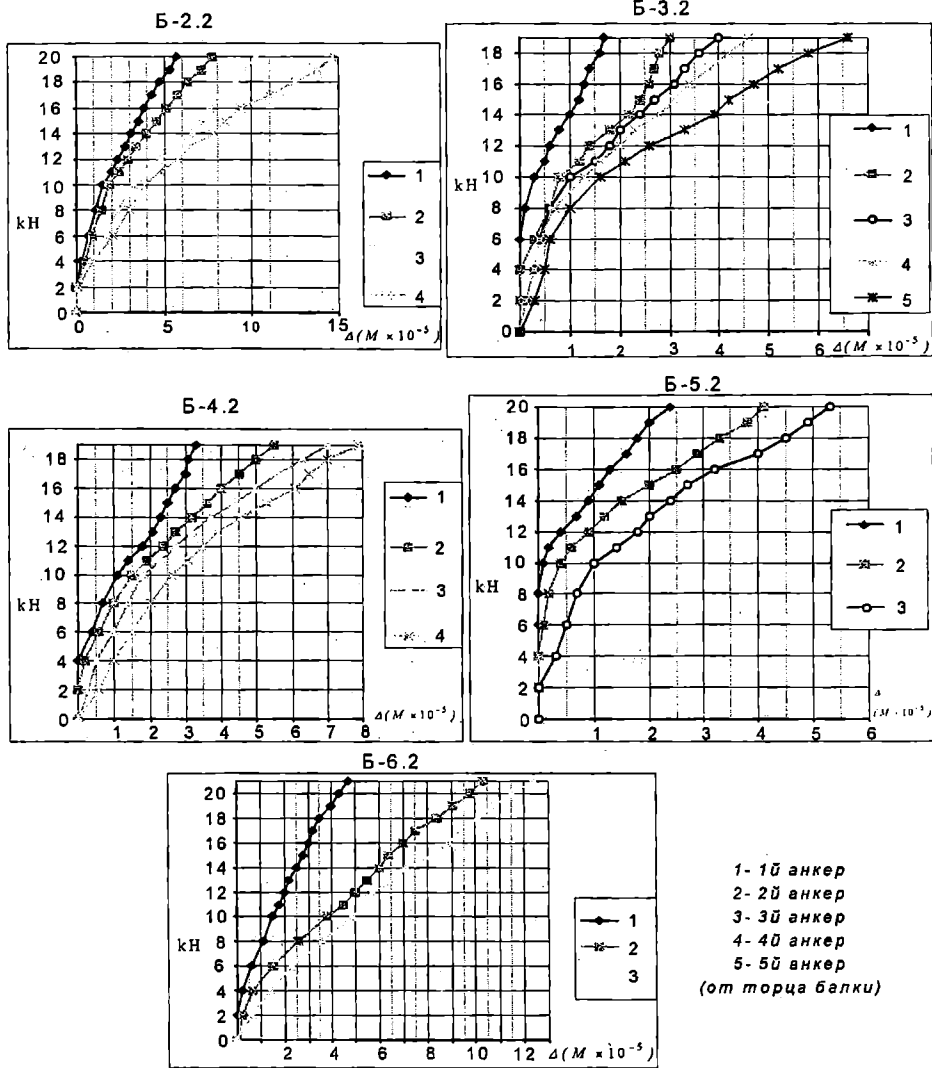
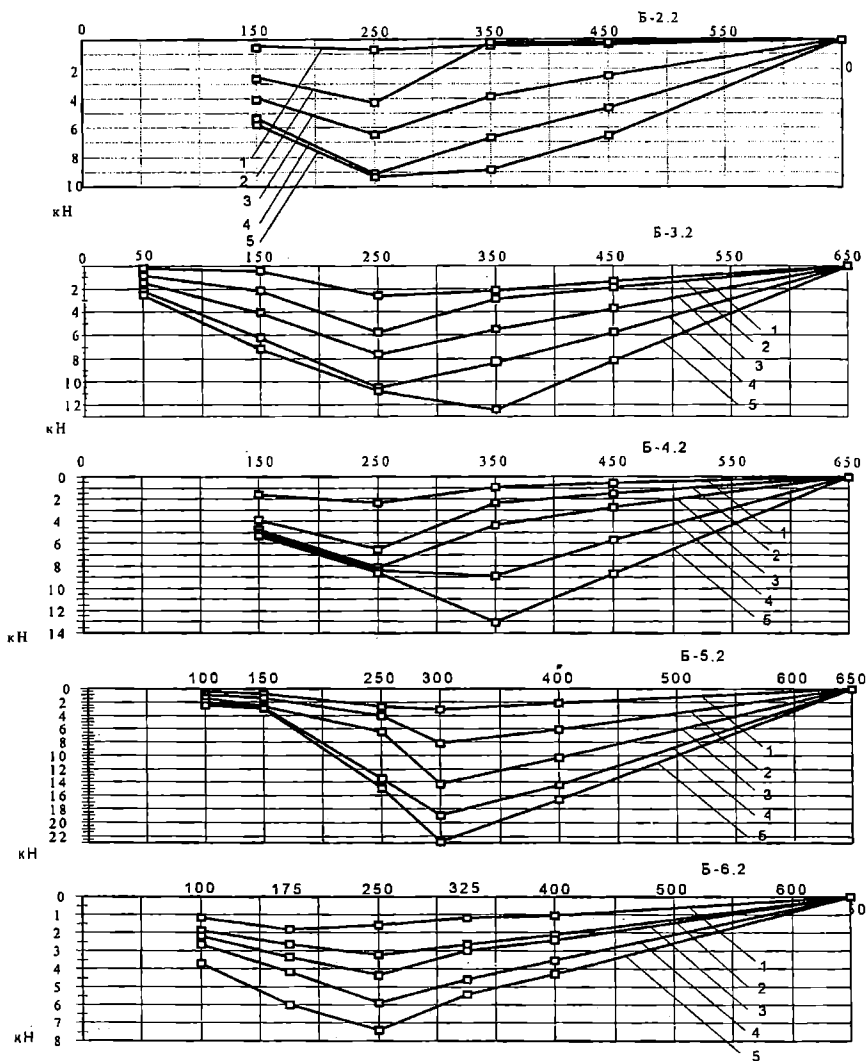


Рис. 2. Диаграммы деформирования анкеров

Несущая способность находилась в узких пределах, статистическая обработка позволяет утверждать, что значение предельной нагрузки с вероятностью 0,95 заключено в доверительном интервале 18,8-19,7кН.





1 - при нагрузке 4кН; 2-8кН; 3-12кН; 4-16кН; 5-20кН.

Рис.3. Распределение сдвигающих усилий

Характер разрушения балок с внешним листовым армированием, при достаточной интенсивности объединения армирующего листа с бетоном, не отличается от характера разрушения обычных железобетонных балок.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Экспериментальные исследования сталебетонных балок // Известия вузов: Строительство. 2000.- №12.- С 4-7.
2. Ржаницин А.Р. Составные стержни и пластинки. - М.: Стройиздат, 1986. С. -316.

## МЕТОДЫ ВОЗВЕДЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ВБЛИЗИ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ

А. В. Новский (ОГАСА, г.Одесса)

При реконструкции отдельных зданий или целых кварталов старой застройки центральной части большинства городов, в том числе и г. Одессы, возникает необходимость решать сложные технические задачи, связанные с сохранением зданий, прилегающих к новому строительству. Для принятия решений по конструированию и технологии возведения подземной части зданий решающими факторами являются: инженерно-геологические условия района строительства; техническое состояние прилегающих зданий; необходимость защиты этих зданий от дополнительных деформаций.

Как показывает опыт строительства, полностью исключить негативное влияние нового строительства на существующие здания невозможно, однако, в большинстве случаев снизить это влияние удастся. Задача решается в нескольких направлениях: выбор варианта фундаментов нового здания; принятие технологии выполнения работ нулевого цикла; проведение мероприятий по улучшению основания фундаментов и усилению конструкций прилегающих зданий.

Инженерно-геологические условия г. Одессы характеризуются наличием лессовых просадочных грунтов, которые на глубине 15-20 м подстилаются красно-бурыми глинами и известняком-ракушечником. Лессовые суглинки и супеси в большинстве случаев находятся в водонасыщенном состоянии и представляют собой многометровую толщу слабых глинистых грунтов.

Выбор конструкции фундаментов при строительстве зданий, вплотную примыкающих к существующим строениям, требует внимательного подхода. В качестве возможных вариантов обычно рассматривают: фундаменты на естественном основании с устройством разделительной шпунтовой стенки в зоне примыкания; фундаменты на естественном основании с устройством в зоне примыкания консолей, значительно уменьшающих влияние на соседние здания; фундаменты из свай, погружаемых вдавливанием; свайные фундаменты из буронабивных или буроинъекционных свай.

Фундаменты на естественном основании без разделительной шпунтовой стенки менее трудоемки, однако, их применение оправдано только при незначительных давлениях под подошвой, которое следует ограничивать величиной бытового давления грунтов на соответствующей глубине. Такие «плавающие» фундаменты в виде сплошных монолитных плит целесообразно устраивать для зданий небольшой этажности и с глубиной заложения не превышающей глубину заложения фундаментов примыкающих зданий. При возникновении под подошвой фундаментов значительных дополнительных давлений и необходимости заглублять их

ниже подошвы фундаментов соседних зданий, устройство шпунтовой стенки обязательно.

В последние годы в г. Одессе при строительстве зданий и сооружений в черте исторически сложившейся застройки широкое распространение получил метод устройства фундаментов с применением сваевдавливающих установок. Сейчас применяются сваевдавливающие установки следующих конструкций:

1. С вакуумным анкером. Вдавливание свай осуществляется посредством полиспастной системы.

2. С анкерным грузом. Вдавливание свай осуществляется также посредством полиспастной системы, уменьшающей усилие в концевом тросе в 16 - 24 раза.

3. С анкерным грузом. Вдавливание свай осуществляется посредством гидравлической системы с захватами.

Многими авторами [1,2,3] метод погружения свай вдавливанием рассматривается как перспективный в условиях существующей застройки, однако, отмечается недостаточная изученность некоторых вопросов.

Наиболее апробированной является установка с вакуумным анкером. Однако, влияние вакуума на прилегающие здания изучено недостаточно, материалы всесторонних исследований отсутствуют. Очень сложным является процесс подготовки площадки под вакуумный анкер, да и габариты вакуумного анкера ограничивает его применение вблизи существующих зданий. Невозможность создания необходимого вакуума строители все чаще компенсируют грузом в виде металлических слитков. Установка позволяет погружать сваи длиной до 16 м.

Широко применяется в условиях существующей застройки центральной части г. Одессы установка по вдавливанию свай посредством полиспастной системы. Одним из разработчиков этой установки является ОАО «СТИКОН». Используемая установка позволяет погружать сваи (в том числе составные) длиной до 32 м.

Громоздкость сваевдавливающих установок типа 1 и 2 ограничивает их применение в стесненных условиях плотной застройки.

Менее громоздкой является установка, созданная в 1997 г. в ОАО «Трансзвук». Вдавливание свай этой установкой осуществляется с помощью гидравлической системы посредством захватов. Рабочий ход гидравлических цилиндров рассчитан на перемещение сваи за один цикл на 0,6 м. Затем захваты освобождают сваю, перемещаются на следующий участок и все повторяется снова. В зависимости от требуемого усилия вдавливания установка загружается штучным грузом определенного веса.

Основное преимущество рассматриваемой сваевдавливающей установки заключается в возможности погружать сваи практически любой длины, в том числе с поверхности рельефа, когда разработка котлована ограничена стесненностью строительной площадки. Роль удлинителя в данном случае выполняет сама свая. Кроме того, эта установка позволяет выдергивать сваи и шпунт в случае их неправильного или временного погружения.

Имеющийся опыт вдавливания свай в г. Одессе показал, что применение всех вышеперечисленных установок сопровождается негативным влиянием на примыкающие здания или сооружения. Негативное влияние, как правило, выражается в развитии неравномерных деформаций в примыкающих к строительству зданиях и сооружениях.

Компонентами негативного влияния, которые проявляются при вдавливании свай, является:

- силовое воздействие сваи на окружающий грунт при ее вдавливании, что определяется величиной трения по боковой поверхности сваи с грунтом основания;
- статическое давление от сваевдавливающей установки и груза, обычно сконцентрированного на небольших площадях по краям грузовой платформы. В некоторых случаях это давление составляет 0,3 МПа;
- динамическое воздействие от механизмов, используемых при погружении свай (вдавливающая установка, кран для перемещения свай и груза);
- перекладка и складирование груза;
- временные технологические перерывы при погружении отдельных секций свай (в случае составных свай) для устройства стыков или монтажа удлинителя;
- поднятие уровня подземных вод при погружении свай в водонасыщенные грунты.

Для уменьшения негативного влияния перечисленных факторов на техническое состояние зданий, прилегающих к новому строительству, рекомендуется реализовывать следующие мероприятия:

- увеличение глубины лидирующих скважин, с учетом состояния соседних зданий и грунтовых условий площадки строительства;
- увеличение расстояния от фундаментов существующих зданий до осей ближайших свай и мест складирования анкерного груза. В первом случае расстояние не должно быть меньше шести диаметров сваи, во втором - 5-ти метров;
- уменьшение удельного давления груза на грунт, ограничивая его величиной порядка 0,04 - 0,05 МПа;
- обязательная разработка проекта производства работ (ППР), предусматривающего возможную плавность процесса вдавливания свай и постепенное увеличение пригрузки в соответствии с повышением сопротивления сваи погружению;
- уменьшение вынужденных перерывов в погружении свай и количества загрузок и разгрузок анкерной платформы;
- вдавливание крайнего ряда свай при соблюдении особых условий;
- примыкание свайных ростверков к существующим зданиям формировать преимущественно в виде консолей.

При невозможности выполнения вышеперечисленных рекомендаций следует применять фундаменты из буронабивных и буроинъекционных свай, которые в настоящее время нашли широкое применение при

строительстве в центральной части г. Одессы, а также при усилении и реконструкции действующих зданий и сооружений.

При устройстве буроинъекционных свай малого диаметра (210-320 мм) не требуется тяжелого оборудования, что является очень важным фактором при строительстве в стесненных условиях, а также полностью отсутствует силовое воздействие на соседние фундаменты в процессе производства работ. Однако, при устройстве буроинъекционных свай не исключается негативное влияние на прилегающие здания. Значительные трудности возникают при высоком уровне подземных вод и наличии в основании слабых глинистых грунтов. Обрушение стенок скважин требует применение обсадных труб, либо использование глинистых растворов.

Следует отметить, что выполненные в ОГАСА полевые испытания буроинъекционных свай диаметром 210-270 мм показывают их большую удельную несущую способность. При заглублении таких свай в полутвердые суглинки их несущая способность составляет 350-500 кН.

Технология устройства буронабивных и буроинъекционных свай достаточно хорошо апробирована при устройстве новых и усилении существующих фундаментов многих зданий в г. Одессе. В том числе: здания Одесского государственного театра оперы и балета, Русского драматического театра, вставки офисного здания по ул. Екатерининская, 11, реконструкции здания банка по ул. Базарная, 17 и других объектов.

## ЛИТЕРАТУРА

1. РСН 358-91. *Технология устройства фундаментов из железобетонных свай, погружаемых вдавливанием.* К.: НИИСП Госстроя Украины, 1991. 40 с.
2. Сотников С.Н., Семагин В.Г., Вершинин В.П. *Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих зданий.* М.: Стройиздат, 1986. 95 с.
3. Коновалов П.А. *Основания и фундаменты реконструируемых зданий.* М.: ВНИИГТИ, 2000. 317 с.

## ИССЛЕДОВАНИЯ СТРУКТУРНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК МОДИФИЦИРОВАННЫХ БЕТОНОВ

**А.В. Мишутин, (ОГАСА, г.Одесса),  
Н.В. Мишутин (НГАА, г.Николаев)**

Производство плавучих железобетонных сооружений предусматривает применение сборного и монолитного бетона. Их эксплуатация может производиться как в речной, так и в морской воде, в подводной и надводной зонах, а также в зоне переменного уровня воды. Элементы, из которых изготавливаются плавсредства, представляют собой тонкостенные железобетонные конструкции с небольшими защитными слоями по отношению к арматуре. В связи с этим к таким бетонам наряду с высокими требованиями по прочностным характеристикам и морозостойкости предъявляются высокие требования по водонепроницаемости.

В соответствии с ОСТ 5.9264-96 в зависимости от вида бетонируемых конструкций применяются бетонные смеси различной консистенции: с осадкой конуса 2 – 10 см – при бетонировании плоских и ребристых сборных секций, с осадкой конуса 11 – 18 см – при омоноличивании стыков.

С целью уменьшения водопотребности бетонной смеси, улучшения свойств тяжелого судостроительного бетона ОСТ 5.9265-96 предусматривает применение в этих бетонах пластифицирующей добавки СДБ. Известно, что значительно более сильными пластифицирующими и водоредуцирующими свойствами обладают суперпластификаторы (СП), в том числе и СП С-3. В статье приводятся результаты исследований эффективности СП С-3 в технологии модифицированного бетона.

Работу проводили на сульфатостойком портландцементе Новоамвросиевского завода марки 400, кварцевом песке и гранитном щебне. Применяемый портландцемент имел следующий минералогический состав:  $C_3S$  – 48,1 %;  $C_2S$  – 29,7 %;  $C_3A$  – 3,8 %;  $C_4AF$  – 11,6 %. В качестве пластифицирующей добавки применяли СП С-3 производства Новомосковского ПО «Оргсинтез», который удовлетворял требованиям ТУ 6-14-625-80. В качестве эталона для сравнения применяли добавку СДБ.

Оптимальная дозировка СП С-3 для использованных материалов являлась равной 0,7 % массы цемента. В данном эксперименте бетоны подвергались гидротермальной обработке по режиму: (4+4+4+4) ч при температуре изотермической выдержки 80 °С.

Данные табл.1 свидетельствуют о том, что добавка СДБ (0,1 %) при условии изготовления равноподвижных смесей ( $OK = 10$  см) позволяет снизить водоцементное отношение с 0,44 (для бетона без добавки) до 0,4. При этом прочность бетона с добавкой СДБ после пропаривания на марку

превышает прочность бетона без добавки. К 28-суточному возрасту эта разница снижается, достигая  $\approx 3,0$  МПа.

Таблица 1

Влияние добавок на свойства бетонной смеси и прочность бетона, подвергнутого ТВО

Расход материалов, кг/м <sup>3</sup>				Добавка		В/Ц	ОК, см	R <sub>сж</sub> МПа, после ТВО		
Ц	П	Щебень		В	вид			кол-во, %	через 34 ч	через 28 сут.
		фракц. 3-10 мм	фракц. 10-20 мм							
525	610	346	704	230	Без добавки		0,44	10	31,7	54,6
516	612	356	724	206	СДБ	0,1	0,40	10	41,5	57,8
513	618	378	769	166	С-3	0,7	0,32	20	54,5	71,7
513	618	378	769	160	С-3	0,7	0,31	13	56,5	81,0

Эффективность СП С-3 значительно выше: при условии снижения водоцементного отношения до 0,32 с одновременным получением литой бетонной смеси (ОК = 20 см) прочность бетона после пропаривания более чем на 2,5 марки превышает прочность бетона без добавок и на 13,0 МПа – прочность бетона с добавкой СДБ. В 28-суточном возрасте эта разница соответственно составляет 17 и 14 МПа.

Проведенный эксперимент показал, что за счет применения СП С-3 из литой бетонной смеси может быть получен пропаренный бетон марки М700. Дальнейшее снижение водоцементного отношения и подвижности бетонной смеси до ОК = 13 см и корректировка состава бетона позволяют получить бетоны с прочностью в 28-суточном возрасте 81 МПа.

Долговечность конструкций железобетонных плавучих сооружений в значительной степени определяется качеством стыков. Из-за большой насыщенности арматурой их бетонирование производится бетонной смесью, изготовленной на мелком щебне (фракции 3-10 мм). Ориентировочный подбор составов таких бетонов вели для условий их тепловой обработки. Результаты исследований представлены в табл.2. Они подтвердили высокую эффективность СП в бетонах, изготовленных на мелком щебне: если добавка СДБ позволяет, понизив В/Ц на 0,04, повысить прочность бетона на 4 МПа, то при применении СП С-3, снижая В/Ц на 0,16-0,17, можно повысить прочность бетона более чем на 1,5 марки.

Таблица 2

Влияние добавок на прочность бетонов на мелком щебне фракции 3-10 мм

Расход материалов, кг/м <sup>3</sup>				Добавка		В/Ц	ОК, см	R <sub>сж</sub> МПа, после ТВО
Ц	П	Щ	В	вид	кол-во, %			
550	580	1070	280	Без добавки		0,5	16,5	24,6
530	560	1035	245	СДБ	0,1	0,46	17,5	28,9
542	611	1074	182	С-3	0,7	0,33	16,0	42,9
536	587	1134	182	С-3	0,7	0,34	20,0	40,0

Полученные результаты позволили перейти к исследованию проектных свойств модифицированных бетонов, применяемых как при изготовлении сборных конструкций, так и при омоноличивании стыков.

В процессе проведения эксперимента были определены такие характеристики бетона, как прочность (при сжатии, растяжении, при изгибе, осевом растяжении), морозостойкость, водонепроницаемость, водопоглощение. Кроме того, были определены структурные характеристики бетонов.

Влияние добавок СДБ и С-3 на прочностные характеристики бетона представлено в табл.3. Данные таблицы подтвердили более высокую техническую эффективность СП С-3 по сравнению с традиционным пластификатором СДБ, применяемым в настоящее время в железобетонных конструкциях.

Таблица 3

Сравнительное влияние добавок на прочность модифицированных бетонов

№ состава бетона	Добавка		Условия твердения	ОК, см	Прочность твердения							
	вид	количество %			при сжатии				на растяжение в 28-суточном возрасте			
					пропаренных в возрасте, сут		нормального твердения, в возрасте, сут		при изгибе		осевое	
					сразу после ТВО	28	7	28	пропаренных	нормального твердения	пропаренных	нормального твердения
1	СДБ	0,1	ТВО	11	28,6	47,8	-	-	4,58	-	2,01	-
2	С-3	0,7	То же	21	52,2	68,0	-	-	5,42	-	2,15	-
3	С-3	0,7	То же	7,5	44,8	77,9	-	-	5,92	-	2,78	-
4	СДБ	0,1	Норм.	15	-	-	36,2	49,8	-	3,8	-	1,79
5	С-3	0,7	То же	16	-	-	51,3	57,4	-	4,65	-	2,14

В пропаренных бетонах, изготовленных из литых бетонных смесей с СП С-3,  $R_{изг}$  на 18 % выше, чем в бетонах с СДБ (ОК бетонной смеси – 11 см). Дальнейшее снижение В/Ц за счет применения СП приводит к увеличению  $R_{изг}$  на 29 %. Прочность при осевом растяжении увеличивается соответственно на 7 и 38 %.

В бетонах нормального твердения (изготовленных на мелком щебне) суперпластификатор повышает  $R_{изг}$  на 22 % по сравнению с бетоном с добавкой СДБ.

Испытание бетонов на морозостойкость проводилось по ОСТ 5.9266-96 с оттаиванием в морской воде. В соответствии с требованиями бетоны должны иметь марку по морозостойкости до F300. Проведенные испытания (составы 1 и 2) показали, что бетоны прошли 400 циклов испытаний без признаков разрушения.



В связи с тем, что в железобетонных плавучих сооружениях применяются тонкостенные конструкции, к бетонам предъявляются повышенные требования по водонепроницаемости, в соответствии с которыми проектные параметры должны достигаться на образцах-цилиндрах высотой не 15 см, как предусматривает ГОСТ 12730.5-84, а 4 см. Сам процесс испытания осуществляется следующим образом: испытания начинают при давлении воды, равном 0,1 МПа, через 4 ч давление повышают до 0,15 МПа, еще через 4 ч – до 0,2 МПа, через 8 ч давление доводят до 0,25 МПа и при этом давлении образец выдерживают в течение 32 ч. Дальнейшее повышение давления производилось в соответствии с ГОСТ 12730.5-84. Образцы с СП С-3 выдержали давление более 2 МПа без признаков появления воды на наружной стороне образца; образцы с добавкой СДБ выдержали давление, равное 0,7 МПа.

Важной характеристикой качества бетонов является величина их водопоглощения. Эти испытания проводили по ГОСТ 12730.3-98. Одновременно по кинетике водопоглощения бетонов определяли показатели пористости: средний размер пор  $\lambda$  и однородность пор по размерам  $\alpha$ . Результаты исследований (табл.4) свидетельствуют о том, что в пропаренных бетонах, изготовленных из литых бетонных смесей с СП С-3, величина водопоглощения снижается на 16 % по сравнению с бетонами с добавкой СДБ. При дальнейшем использовании водоредуцирующего эффекта (состав 3) эта цифра достигает 39,5 %. При этом улучшаются показатели пористости: средний размер пор значительно уменьшается и несколько улучшается их однородность. Аналогичные результаты получены для бетонов, предназначенных для замоноличивания стыков: при использовании равноподвижных смесей водопоглощение бетонов с СП С-3 снижается на 23 % по сравнению с бетоном, изготовленным с добавкой СДБ. Показатель среднего размера пор снижается в 2,7 раза, при этом улучшается их однородность.

Таблица 4

*Влияние добавок на водопоглощение и структурные характеристики бетонов*

№ состава бетона (по табл.3)	Водопоглощение, % по		Показатели пористости	
	массе	объему	$\lambda$	$\alpha$
1	6,09	13,52	1,44	0,55
2	5,13	11,45	0,85	-
3	3,69	8,73	0,83	0,59
4	7,36	15,92	2,09	0,73
5	5,67	12,26	0,77	0,76

Выборочные результаты проведенного эксперимента по оценке параметров пор методом секущей [1] представлены в табл.5. Они свидетельствуют о том, что СП С-3 по сравнению с добавкой СДБ увеличивают количество мелких пор диаметром до 500 мкм в пропаренных бетонах в 2 раза, в бетонах нормального твердения – в 1,4 раза.

*Влияние добавок на показатели пористости бетонов (по методу секущих хорд)*

Наименование показателя	Величина показателя для бетона			
	пропаренного		нормального твердения	
	СДБ (ОК=10 см)	С-3 (ОК=21 см)	СДБ (ОК=18 см)	С-3 (ОК = 21 см)
Количество пор $0 < D < 500$ мкм на единицу базы длины	0,136	0,276	0,250	0,342
Фактор расстояния для пор $0 < D < 500$ мкм	0,259	0,196	0,196	0,180
То же для пор $0 < D < 1000$ мкм	0,293	0,206	0,204	0,187

На основании проведенных исследований показана эффективность применения в технологии приготовления бетона с СП С-3 как пропаренного, так и нормального твердения. Подобраны составы бетонов с СП С-3, имеющие прочность при сжатии до 80 МПа, при растяжении до 5 МПа. Водонепроницаемость этих бетонов более 2 МПа, морозостойкость – более 400 циклов. Установлено, что использование СП С-3 вместо добавки СДБ улучшает структуру бетонов.

Разработан технологический регламент по приготовлению и применению модифицированных бетонов с добавкой С-3, а также с комплексом добавок регуляторов структуры бетонов.

### ЛИТЕРАТУРА

1. *Купцевич О.В. Бетоны высокой морозостойкости для сооружений Крайнего Севера. – Л.: Стройиздат, 1983. 98 с.*

## К ВОПРОСУ ЭКСТРАПОЛЯЦИИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ КРИВЫХ ПРОСАДКИ ВО ВРЕМЕНИ ПРИ УПЛОТНЕНИИ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ ЗАМАЧИВАНИЕМ

Ю. В. Матус (ОГАСА, г.Одесса)

Процессу уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием свойственна существенная длительность, которая обусловлена низкими значениями коэффициента фильтрации. В процессе замачивания и после него (до начала строительства здания или сооружения), значения просадок определяют экспериментально на основе наблюдений за поверхностными и глубинными марками. В связи с тем, что полное затухание просадки наступает через несколько лет после прекращения замачивания, строительство приходится начинать в условиях отсутствия полной стабилизации просадки грунтов. В период строительства, как правило, отсутствуют возможности сохранения марок, а, следовательно, и условия для производства наблюдений за просадкой грунтового основания.

После начала строительства здания или сооружения на уплотненных предварительным замачиванием просадочных грунтах весьма важно иметь возможность прогнозирования, как значений конечной просадки грунта и времени условной стабилизации процесса просадки грунта от собственного веса, так и значения просадки в любой момент времени. Указанное прогнозирование возможно только на основе экстраполяции экспериментально установленной закономерности изменения просадки грунта во времени для конкретной строительной площадки.

Особенности уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием состоят в том, что на стадии замачивания, на первом его этапе, процесс происходит при увеличении во времени как влажности, так и собственного веса грунта, а на втором этапе — эти параметры имеют постоянное значение. По окончании замачивания, на второй стадии, уплотнение происходит при уменьшении во времени влажности грунта и его собственного веса. На этой же стадии имеет место и уплотнение грунтового основания под действием внешней нагрузки, передаваемой фундаментами. Условия уплотнения грунтов на указанных стадиях различны и при переходе от одного этапа к другому происходят существенные изменения в ходе процесса уплотнения. Изменение во времени просадки, значение которой интегрально отражает результат процесса уплотнения грунтов, может быть описано для всех стадий одной зависимостью лишь только приближенно.

Рассматриваемая задача была решена в 1967 г. проф. В. И. Крутовым в работе [1]. Исходным участком для экстраполяции был принят график просадки грунта во времени в период замачивания и в первые дни после его прекращения. Было установлено, что изменение просадки грунта от его собственного веса при замачивании во времени достаточно хорошо

описывается гиперболической зависимостью, характеризующейся уравнением

$$s_{sl, t} = s_{sl} \frac{t}{t+p}, \quad (1)$$

где  $s_{sl, t}$  – значение просадки в заданное время;  $s_{sl}$  – полная величина просадки после ее стабилизации;  $t$  – время после начала просадки, при котором определяется значение просадки;  $p$  – постоянная величина (размерность времени), характеризующая интенсивность развития просадки грунта.

Зависимость просадки грунта от времени в координатах  $\frac{1}{s_{sl, t}}$  и  $\frac{1}{t}$

имеет прямолинейный характер

$$\frac{1}{s_{sl, t}} = \frac{1}{s_{sl}} \left( 1 - \frac{p}{t} \right). \quad (2)$$

Постоянная величина  $p$  равна

$$p = s_{sl} \operatorname{tg} \alpha, \quad (3)$$

где  $\alpha$  – угол наклона прямой графика уравнения (2) к оси  $\frac{1}{t}$  определяется из выражения (4).

Тангенс  $\alpha$  вычисляется по значениям просадок грунта на исходном участке в интервале времени от  $t_1$  до  $t_2$  по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{1}{s_{sl, 1}} - \frac{1}{s_{sl, 2}}}{\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2}}. \quad (4)$$

Значение просадки  $s_{sl}$  при достижении полной стабилизации определяется по экспериментально полученным значениям  $s_{sl, 1}$  и  $s_{sl, 2}$  в момент времени  $t_1$  и  $t_2$

$$\frac{1}{s_{sl}} = \frac{1}{s_{sl, 2}} - \operatorname{tg} \alpha \left( \frac{1}{t_2} - \frac{1}{t_\infty} \right), \quad (5)$$

где  $t_\infty$  – время полной стабилизации просадки.

Проф. В. И. Крутов отмечает [1], что предложенный им «расчет экстраполированной просадки грунта от собственного веса весьма прост, не требует сложных арифметических вычислений» и, «что в большинстве случаев приращение экстраполированной просадки на 1-21 % больше замеренного значения и иногда может быть, наоборот, до 24% меньше ее, т.е. отношение не превышает  $\pm 15-24\%$ ». Автор метода считает, что все это указывает на вполне удовлетворительное совпадение экстраполированных

осадок с замеренными.

Изложенное выше решение приведено и в работе [2], а также вошло в нормативные документы [3, 4].

Отметим, что решение задачи непосредственно в указанной форме вносит дополнительную неопределенность, так как основано на предположении, что время полной стабилизации просадки известно. При выбранном гиперболическом характере зависимости, это время теоретически равно бесконечности. В связи с чем, решая задачу необходимо принимать некоторое произвольное, конкретное значение времени полной стабилизации просадки. Это значение проф. В. И. Крутов в разное время рекомендовал принимать равным 1000 [1], 500 [2] или 300 суткам [3, 4], что составляет соответственно 2,7, 1,4 и 0,8 года. Принятие этого допущения приводит к тому, что вычисленные по зависимости (1) значения  $s_{sl, 1}$  и  $s_{sl, 2}$  соответственно для моментов времени  $t_1$  и  $t_2$  будут отличаться от замеренных экспериментально, а именно, они всегда будут меньше опытных значений. Кроме того, на второй стадии, т.е. после прекращения замачивания, уплотнение происходит в условиях уменьшения во времени влажности и собственного веса грунта, а параметры зависимости определяются на начальном участке стадии. Вследствие этого, экстраполированные значения просадок должны быть всегда больше, чем замеренные, или в крайнем случае им равны. Это обстоятельство можно положить в основу проверки на исключение возможных грубых ошибок (отскоков) при анализе экспериментальных данных. Если просадка марки больше экстраполируемого ее значения, то показаниям такой марки доверять нельзя. В статье [1] у четырех из девятнадцати марок замеренная просадка была больше экстраполированной на 13 – 27%. Ниже будет показано, что в данном случае, при применении предлагаемой нами методики экстраполяции, отбраковке подлежит только показания одной марки.

Усовершенствование методики экстраполяции экспериментальных кривых просадки во времени возможно на основе непосредственного определения конечного значения просадки и отказа от задания произвольного значения времени ее полной стабилизации, как это будет показано ниже.

После деления числителя и знаменателя правой части уравнения

(1) на  $s_{sl}$  и введения обозначений  $a = \frac{p}{s_{sl}}$  и  $b = \frac{l}{s_{sl}}$  получаем

$$s_{sl, t} = \frac{t}{a + bt} \quad (6)$$

Заменяя  $s_{sl, t}$  и  $t$  соответственно на  $y$  и  $x$  получаем

$$y = \frac{x}{a + bx} \quad (7)$$

Это уравнение дробно-линейной функции, представляющее част-

ный случай гиперболической зависимости  $y = f\left(\frac{1}{x}\right)$ , обладающей асимптотой параллельной оси. Известно [5], что кривой этого канонического уравнения можно изобразить любой монотонный и асимптотически затухающий процесс.

Значение параметра  $b$  позволяет определить ординату асимптоты графика (6), равную конечной просадке

$$s_{sl} = \frac{1}{b}. \quad (8)$$

Параметр  $a$  определяет значение коэффициента наклона касательной к кривой графика в начале координат.

Применение уравнения (6) для обработки результатов наблюдений связано с необходимостью нахождения параметров уравнения  $a$  и  $b$ . Проще всего это выполняется путем спрямления графика уравнения (6). Для этого вычисляют новые координаты  $\bar{t}$  и  $s_{sl, \bar{t}}$

$$\bar{t} = t; \quad s_{sl, \bar{t}} = \frac{t}{s_{sl, t}};$$

и получают из выражения (6) искомое уравнение (9)

$$s_{sl, \bar{t}} = a + b\bar{t}. \quad (9)$$

Точки  $s_{sl, \bar{t}}$  и  $\bar{t}$  будут принадлежать прямой, описываемой этим уравнением. В этих условиях численные значения искомых параметров  $a$  и  $b$  легко определяются при решении системы двух линейных уравнений с двумя неизвестными.

В таблице 1 даны замеренные просадки, взятые из работы [1], для опытных площадок 1 (ЮТМЗ в г. Никополе) и 2 (крупнопанельный дом в квартале №8 в Никополе). Просадка  $s_{sl, 1}$  представляет собой просадку на конец замачивания; просадки  $s_{sl, 2}$  и  $s_{sl, 3}$  — после прекращения замачивания. В этой же таблице приведены и экстраполированные, определенные по предлагаемой методике, просадки грунта от собственного веса  $s_{sl, 3e}$ . Экстраполированные просадки всех марок, за исключением марки П-40, больше замеренных на 0,2 – 13%. Значения замеренных и экстраполированных осадок каждой марки как для времени  $t_1$ , так и для  $t_2$  попарно одинаковы.

Полученные с использованием зависимости (6), экстраполированные просадки можно скорректировать для улучшения их сходимости с замеренными умножением первых на корректировочный коэффициент  $k$ .

Сопоставление замеренных и экстраполированных просадок грунта от собственного веса

№ площадки	№ поверхности марки	Замеренные просадки $s_d$ (мм) во времени / сут.						Экстраполированная просадка $s_{d,3\sigma}$	$\frac{s_{d,3\sigma} - s_{st,3}}{s_{st,3}} \cdot 100\%$	$s_{d,3\sigma} = k \cdot s_{d,3\sigma}$	$\frac{s_{st,3\sigma} - s_{st,3}}{s_{st,3}} \cdot 100\%$
		$s_{d1}$	$s_{d2}$	$s_{d2}$	$s_{d3}$	$t_3$	$t_3$				
		$t_1$	$t_2$	$t_2$	$t_3$	$t_3$	$t_3$				
1	МГ-3	932	71	963	88	1042	199	1044	0,19	956	-8,25
	М-3	593	56	625	73	693	184	700	1,01	676	-2,45
	А-9	671	73	703	90	720	201	793	10,14	764	6,11
	А-6	449	56	475	73	522	184	537	2,87	517	-0,96
	Т-3	975	73	1056	90	1165	201	1315	12,88	1222	4,89
	А-9	324	56	351	73	390	184	421	7,95	397	1,79
	Н-16	478	65	508	82	564	193	589	4,43	562	-0,35
	МГ-3	1102	92	1154	106	1232	158	1285	4,30	1243	0,89
	П-2	732	92	774	106	843	158	884	4,86	848	0,59
	П-6	1224	92	1307	106	1429	158	1532	7,21	1455	1,82
2	П-14	688	92	741	106	831	158	889	6,98	837	0,72
	П-37	608	92	650	106	717	158	764	6,56	725	1,12
	П-18	1177	92	1252	106	1359	158	1452	6,84	1385	1,91
	Г-3	993	70	1104	94	1323	272	1403	6,05	1292	-2,34
		993	70	1104	94	1369	442	1485	8,47	1337	-2,34
	М-63	1116	70	1245	94	1536	272	1597	3,97	1466	-4,56
		1116	70	1245	94	1587	442	1695	6,81	1517	-4,41
	П-40	452	70	501	94	654	272	632	-3,36	Показаниям марки доверять нельзя	
		452	70	501	94	695	442	667	-4,03		

Исходя из имеющегося объема экспериментальных данных, можно предположить, что значение этого коэффициента линейно изменяется в зависимости от соотношения  $s_{sl, 3e} / s_{sl, 2}$ . В связи с чем, рекомендуется коэффициент ориентировочно определять по формуле

$$k = 1 - \alpha \cdot \frac{s_{sl, 3e} - s_{sl, 2}}{s_{sl, 2}} \quad (10)$$

где  $\alpha$  – постоянная величина, равная 0,29, определенная по результатам опытных замеров просадок на двух опытных площадках [1].

Следует ожидать, что для других площадок величина  $\alpha$  не будет существенно отличаться от приведенного выше ее значения.

Из анализа данных табл.1 следует, что отношение разности экстраполированных и замеренных просадок к значению последних находится в интервале от +7 до –8 %, который по своим размерам существенно меньше, чем при использовании методики, вошедшей в нормативные документы.

Время условной стабилизации просадки можно определить методом попыток, исходя из выбранного по некоторым соображениям значения скорости условной стабилизации просадки. Так для условий первой площадки при скорости условной стабилизации просадки, равной 1 и 2 мм/г., время условной стабилизации составило соответственно 5,6 и 4,4 года.

Из изложенного выше следует, что расчет просадки грунта от собственного веса на основе экстраполяции кривой просадки во времени целесообразно выполнять на основе определения конечного значения просадки с последующей корректировкой результатов расчета, имеющей своей целью учет влияния на просадку уменьшения во времени влажности и собственного веса грунта после окончания замачивания.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Крутов В.И. Экстраполяция кривых посадки грунта от собственного веса во времени. – В кн.: *Основания, фундаменты и подземные сооружения. Вып.1.* – М.: Высшая школа, 1967. – С. 79-83.
2. Крутов В.И., Галицкий В.Г., Мусаелян А.А. и др. *Уплотнение просадочных грунтов.* – М.: Стройиздат, 1974. – 205 с.
3. *Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений / НИИОСП.* – М.: Стройиздат, 1977. – 376 с.
4. *Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / НИИОСП.* – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.
5. Пирятин В.Д. *Обработка результатов экспериментальных измерений по способу наименьших квадратов. Часть I.* – Харьков: Издательство Харьковского университета, 1962. – 216 с.



## ІМОВІРНІСНЕ ТРАКТУВАННЯ КОЕФІЦІЄНТА ПУАССОНА ПО ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИМ ДОСЛІДЖЕННЯМ ПОКАЗНИКІВ СТИСЛИВОСТІ

М. В. Марченко (ОДАБА, м. Одеса)

При інтегруванні підходів в розробці автоматизованого проектування узагальненої системи “основа – фундамент – спорудження” кожна з взаємообумовлюючих внутрішніх підсистем повинна мати оптимальну і рівноцінну надійність. Багаторічний досвід проектування, експлуатації і моніторингу кам’яних, залізобетонних і металевих конструкцій підтверджує адекватність моделювання їхньої роботи в розрахункових схемах, методів визначення показників міцності цих будівельних матеріалів та використання їх у вихідних формулах.

Разом з тим, необхідно констатувати, що переважна більшість аварійних ситуацій будинків і споруджень зв’язано зі стисливістю ґрунтових основ при опорі їх зовнішнім навантаженням. Це обумовлено як різноманіттям прийнятих розрахункових схем, базових передумов і припущень при моделюванні роботи основ, так і природною мінливістю деформативних показників ґрунтів, а також відомою умовністю методів їхнього визначення. Таким чином, мінімальна надійність з вищевказаних підсистем приходить на ґрунтову основу.

Численні експериментальні дослідження показують, що нормативний розрахунок осідань в умовах водонасичених лесовидних ґрунтів не повною мірою відповідає фактичним параметрам їхньої стисливості і не враховує регіональні особливості. Розрахункові показники формули осідання за схемою лінійно-деформованого напівпростору ( $\sigma_{zp}$ ,  $H_c$  і  $E$ ) істотно відрізняються від дійсних значень [1-8]. Визначену роль у цій невідповідності грає коефіцієнт Пуассона чи коефіцієнт бічного розширення  $\nu$ . Так, в розрахунках осідань значення безрозмірного коефіцієнта  $\beta$  для всіх типів і станів ґрунтів приймається рівним  $\beta = 0,8$ , хоча по своїй сутності він прямо залежить від коефіцієнта Пуассона і повинний бути перемінним, тобто враховувати ґрунтові умови.

У роботі зроблена спроба оцінити величину коефіцієнта бічного розширення способом інтерпретації експериментальних досліджень результатів польових показників стисливості лесових водонасичених ґрунтів.

Для імовірнісного трактування коефіцієнта Пуассона прийняті наступні передумови:

- ґрунтова основа є ізотропним лінійно-деформованим напівпростором і пручається зовнішньому навантаженню за схемою “несучого стовпа” [9-11];
- шари ґрунту по глибині несучого стовпа деформуються горизонтально, при цьому середнє вертикальне переміщення кожного шару відповідає осіданню глибинної марки по осі штампа;

- ущільнення ґрунту в межах горизонтальних шарів відбувається рівномірно у відповідності зі ступенем його стиску.

Для кращого розуміння пропонованого трактування коефіцієнта Пуассона стисло зупинимося на внутрішніх фізичних і механічних процесах ущільнення ґрунту, що виникають в об'ємі несучого стовпа у результаті навантаження основи, наслідком яких є осідання.

Траєкторії руху ґрунту на різних горизонтах нижче підшви фундаменту під його центром збігаються з напрямком вертикальної осі. У цілому стиск ґрунту відбувається під контуром завантаженого фундаменту (у межах "несучого стовпа") і супроводжується ущільненням, а також випиrom ґрунту в сторони.

У загальному випадку величину осідання можна виразити через суму складових

$$S = S_s + S_o, \quad (1)$$

де  $S_s$  і  $S_o$  – відповідно залишкова й оборотна частини повних деформацій.

Залишкова деформація ґрунтової основи є результатом розвитку двох взаємозалежних і взаємообумовлених процесів. На початковій стадії деформування відбувається практично вільне одноосьове ущільнення ґрунту. Далі, у міру досягнення деякого граничного для даних умов значення щільності, – поперечне (горизонтальне) розширення несучого стовпа за рахунок зміни тільки форми ущільненого об'єму ґрунту.

Оборотна деформація, у свою чергу, складається з умовно пружної  $S_n$  і довгостроково відновленої  $S_d$  складових

$$S_o = S_n + S_d, \quad (2)$$

і, як показують дослідження, складає 3-5% повного осідання. По суті її можна вважати потенційно виявляємою деформацією, тому що вона фізично реалізується тільки при розвантаженні ґрунтової основи. Таке в будівельній і експлуатаційній практиці зустрічається не часто, тому її величиною можна зневажити.

З обліком цього можна вважати

$$S \approx S_s = S_n + S_v, \quad (3)$$

де  $S_n$  – частина осідання, обумовлена ущільненням чи зменшенням об'єму пор ґрунту;  $S_v$  – частина осідання, спричинена поперечним (горизонтальним) розширенням чи тільки зміною форми.

Допускаючи, що різниця між повними вертикальними відносними деформаціями і відносними деформаціями за рахунок ущільнення обумовлена поперечним розширенням несучого стовпа при незмінному об'ємі, розроблена методика визначення співвідношення розглянутих складових деформацій по глибині [14].

Опорними параметрами методики є такі послідовні значення:

- повні вертикальні відносні деформації  $\varepsilon_z$ , які визначаються по експериментальним даним пошарових переміщень глибинних марок;
- відносні деформації за рахунок ущільнення чи зменшення об'єму

пор  $\varepsilon_n$ , які визначаються відбором проб на щільність сухого ґрунту природного складу і після експерименту в межах зони деформації;

- відносні горизонтальні деформації  $\varepsilon_x$ , які розраховуються по алгоритму, заснованому на рівності об'ємів, спричинених вертикальним стиском гранично (для даних умов) ущільненого ґрунту і поперечного розширення.

Кількісно оцінити ці деформації можна при наявності таких опорних параметрів, як величини вертикальних пошарових переміщень і співвідношення щільності сухого ґрунту по глибині в природному стані і після ущільнення тиском фундаменту.

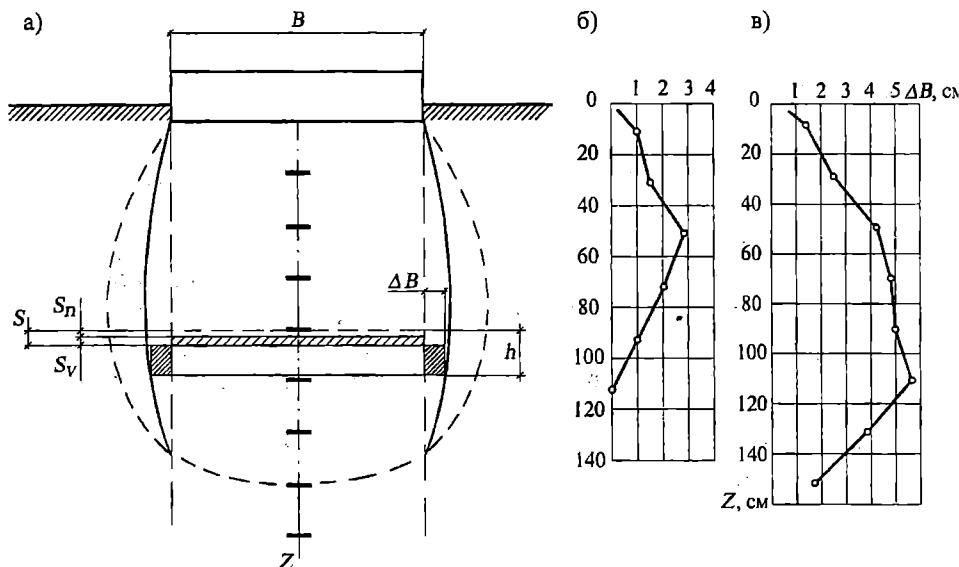


Рис. 1. Схема деформування "несучого стовпа" (а) і розрахункові лінійні величини його поперечного розширення (б, в) за результатами дослідів Раєвського І.Е. [12] і Тугасько Ю.Ф. [13]

Величину вертикального відносного стиску горизонтального шару ґрунту, обмеженого глибинними марками, за рахунок зменшення об'єму його пор у межах несучого стовпа (рис. 1, а) можна виразити відношенням

$$\varepsilon_n = S_n h, \quad (4)$$

де  $h$  – початкова товщина горизонтального шару ґрунту.

Цю же величину можна визначити по експериментальним даним з вираження

$$\varepsilon_n = 1 - \rho_d \rho_d^y, \quad (5)$$

де  $\rho_d$  – природна, а  $\rho_d^y$  щільність сухого ґрунту після ущільнення фундаментом.

Дорівнюючи вираження (4) і (5) визначаємо шукану частину стиску розглянутого шару ґрунту за рахунок його ущільнення

$$S_n = h(1 - \rho_d \rho_d^y). \quad (6)$$

Знаючи по різниці переміщень (осідань) глибинних марок повний вертикальний стиск шару, з вираження (3) можна визначити ту частину його стиску, що з'явилася наслідком поперечного розширення, тобто тільки зміни об'єму

$$S_v = S - S_n. \quad (7)$$

Горизонтальні деформації є результатом зміни форми гранично ущільненого об'єму розглянутого шару ґрунту, а осідання фундаменту відбувається за рахунок його випору за межі несучого стовпа в сторони, що, у свою чергу, приводить до ущільнення частини навколишнього масиву ґрунту.

Величину  $\Delta B$  поперечного розширення несучого стовпа можна оцінити виходячи з рівності цих об'ємів.

Об'єм вертикального стиску розглянутого шару дорівнює

$$V_z = S_v A, \quad (8)$$

де  $A = B^2$  – площа поперечного перетину несучого стовпа.

Об'єм горизонтального розширення розглянутого шару дорівнює

$$V_{xy} = \Delta B (h - S) u, \quad (9)$$

де  $u$  – середній периметр навколишньої “несучого стовпа” фігури, що утворює об'єм розширення, який, у першому наближенні, для квадратного фундаменту можна прийняти  $u = 4B$ .

Дорівнюючи вираження (8) і (9) одержуємо лінійну величину поперечного розширення

$$\Delta B = 0,25 B S_v / (h - S). \quad (10)$$

Таким чином, розташовуючи необхідними опорними експериментальними параметрами, у роботі [14] пошарово визначені і прораховані деформації ущільнення і поперечного розширення в основі фундаментів у лінійній постановці задачі. Розглянуті деформації протікають одночасно, причому їхні кількісні величини і співвідношення між ними залежать від параметрів фундаменту, властивостей і стану ґрунтів та ін.

З класичної механіки ґрунтів відомо, що коефіцієнт Пуассона  $\nu$  є співвідношенням відносних поперечних  $\varepsilon_x$  (для просторових задач і ізотропних матеріалів  $\varepsilon_x = \varepsilon_y$ ) і відносних подовжніх  $\varepsilon_z$  лінійних деформацій при вільному одноосьовому стиску і визначається з вираження

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z}. \quad (11)$$

Згідно прийнятих раніше допущень відносне поперечне розширення визначали як відношення (рис. 1, а)

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 2\Delta B/B, \quad (12)$$

де  $B$  – ширина перетину несучого стовпа;  $2\Delta B$  – величина його попе-

речного розширення при навантаженні ґрунтової основи.

Відносний подовжній стиск визначали як відношення

$$\varepsilon_z = S/h, \quad (13)$$

де  $S$  – вертикальний стиск горизонтального шару ґрунту в межах несучого стовпа, обмеженого глибинними марками, розташованими уздовж осі штампа.

На рис. 1 приведені графіки зміни розрахункових лінійних величин поперечного розширення несучого стовпа по глибині для фундаментів площею 0,5 (б) і 1,0 м<sup>2</sup> (в) при тиску по підшві відповідно 0,3 і 0,35 МПа на водонасичених лесах. По цим даним згідно вираження (12) обчислені значення горизонтальних (поперечних) деформацій  $\varepsilon_x$ .

По експериментальним величинам вертикальних (подовжніх) деформацій з врахуванням “Рекомендацій...” про допущення рівномірного по висоті розширення несучого стовпа [15] нами отримане середньозважене значення коефіцієнта Пуассона для водонасичених лесів близьке до величини  $\nu \cong 0,30$ .

Разом з тим, база експериментальних досліджень показників стисливості ґрунтових основ при їх навантаженні фундаментами різної площі дозволяє констатувати, що коефіцієнт Пуассона не є постійним для даного типу ґрунту, а залежить від його властивостей і пружно-деформованого стану. Коефіцієнт бічного розширення змінюється по висоті несучого стовпа, а також на нього впливає глибина закладення, площа, тиск по підшві та інші параметри фундаменту.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Далматов Б.И., Сотников С.Н., Дорошкевич Н.М., Знаменский В.В. Исследование деформаций ґрунтов в основании сооружений // В кн.: Труды к VIII Международному конгрессу по механике ґрунтов и фундаментостроению. – М.: Стройиздат, 1973. – С. 64-72.
2. Егоров К.Е., Ничипорович А.А. Исследование деформаций оснований // Доклады к V Международному конгрессу по механике ґрунтов и фундаментостроению. – М.: Госстройиздат, 1961. – С. 95-105.
3. Коновалов П.А., Усманов Р.А. Исследование деформаций сильно сжимаемых оснований гибких штампов и резервуаров // Генеральные доклады и специальные лекции к VII Дунайско-Европейской конференции по механике ґрунтов и фундаментостроению. Том III. – Кишинев, 1983. – С. 107-112.
4. Маликова Т.А. Анализ натуральных осадок плитных и коробчатых фундаментов многоэтажных зданий // Основания, фундаменты и механика ґрунтов. – 1972. – № 2. – С. 17-21.
5. Матус Ю.В., Марченко М.В., Тугаенко Ю.Ф. Натурные и расчетные параметры деформаций лессовых оснований фундаментов большой площади // Лессовые просадочные ґрунты как основания зданий и сооружений /Тез. докл. к Всесоюзной науч.-практ. конф. Книга 2. Теория и методы расчета оснований и фундаментов. Часть 2. – Барнаул,

1990. – С. 129-132.

6. Роцин В.В. Приближенная формула распределения напряжений под фундаментами в грунте // *Материалы Всесоюзного совещания по строительству на слабых водонасыщенных глинистых грунтах.* – Таллин, 1965. – С. 187-191.

7. Тугаенко Ю.Ф., Марченко М.В. Экспериментальные исследования деформаций и давлений в основании жесткого штампа // *Основания и фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях /Межвуз. сб.* – Казань: КазИСИ, 1983. – С. 23-25.

8. Тугаенко Ю.Ф., Матус Ю.В., Марченко М.В. Деформации оснований зданий на плитных фундаментах в г. Одессе // *Строительные конструкции, строительные материалы, инженерные системы, экологические проблемы /Сб. науч. тр. ОГАСА.* – Одесса: ИМК «Город мастеров», 1998. – С. 45-46.

9. Гольдштейн М.Н., Кушнер С.Г. Инженерный метод расчета осадок фундаментов при давлениях, превышающих нормативное // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – 1970. – № 5. – С. 13-17.

10. Медков Е.И., Березанцев В.Г., Гольдштейн М.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. – М.: Транспорт, 1970. – 287 с.

11. Терцаги К. Теория механики грунтов: Пер. с англ. – М.: Гостройиздат, 1961. – 607 с.

12. Раевский И.Е. Влияние размеров штампов на характер просадки лессовых грунтов // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – 1962. – № 5. – С. 14-18.

13. Тугаенко Ю.Ф. Экспериментальные исследования совместной работы оснований и фундаментов в лессовых грунтах I типа // *Известия вузов. Стр-во и архитектура.* – 1966. – № 2. – С. 22-31.

14. Тугаенко Ю.Ф., Марченко М.В. Некоторые особенности развития деформаций в основаниях опытных фундаментов // *Инженерная геология.* – 1988. – № 3. – С. 46-54.

15. Рекомендации по методам определения коэффициентов бокового давления и поперечного расширения глинистых грунтов: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1978. – 30 с.

## Содержание

<b>А.С. Городецкий</b> СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУИРУЮЩИЕ СИСТЕМЫ .....	5
<b>Д. Медведенко</b> САПР XXI ВЕКА. СОВРЕМЕННЫЕ ТРЕБОВАНИЯ И ПРАКТИЧЕСКИЕ ПУТИ РЕАЛИЗАЦИИ. ....	13
<b>В.С. Шмуклер, А.С. Городецкий</b> ОБ ОДНОМ АСПЕКТЕ ПОСТРОЕНИЯ АДЕКВАТНОЙ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ ПРИ АВТОМАТИЗИРОВАННОМ ПОИСКЕ ГЕОМЕТРИИ ТОНКОСТЕННОГО СТЕРЖНЯ. ....	19
<b>В.Е. Боговис</b> ПРОЕКТ "ЛИРА ОНЛАЙН" - ИНТЕРНЕТ-ТЕХНОЛОГИИ НА СЛУЖБЕ САПР. ....	25
<b>И.Д. Евзеров</b> ЧИСЛЕННОЕ РЕШЕНИЕ НЕЛИНЕЙНЫХ ЗАДАЧ ДИНАМИКИ. .	28
<b>С. В. Литвиненко</b> РЕАЛИЗАЦИЯ РАСЧЕТА ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ В КОНСТРУИРУЮЩЕЙ ПОДСИСТЕМЕ ЛИР-СТК. ....	30
<b>В.П. Максименко</b> РЕАЛИЗАЦИЯ КВАЗИИЗОТРОПНОЙ МОДЕЛИ БЕТОНА В ТРЕХОСНОМ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОМ СОСТОЯНИИ. ....	34
<b>С.Ф. Клованич</b> ПРОГРАММА "CONCORD" ДЛЯ РЕШЕНИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ. ....	39
<b>В.М. Улицкий, В.Н. Парамонов, И.И. Сахаров, С.А. Кудрявцев, К.Г. Шашкин</b> АВТОМАТИЗАЦИЯ РАСЧЕТА СИСТЕМЫ "СООРУЖЕНИЕ - ОСНОВАНИЕ" ПРИ ГЛУБОКОМ СЕЗОННОМ ПРОМЕРЗАНИИ..	47
<b>А. В. Черных, В. А. Гришин</b> РАСЧЕТ ЗАГЛУБЛЕННЫХ КОРОБЧАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ...	51
<b>Э. Д. Чихладзе, А. В. Лобяк</b> АВТОМАТИЗАЦИЯ РАСЧЕТА НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГИБКИХ СТАЛБЕТОННЫХ ПЛАСТИН. ....	56
<b>В.С. Кукунаев</b> ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТОНКОСТЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ. ....	62
<b>И.В. Санников</b> СТРУКТУРА ПРОГРАММНОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО РАСЧЕТА МОНОЛИТНЫХ ПЛИТ, АРМИРОВАННЫХ ГОФРИРОВАННЫМИ ПРОФИЛЯМИ. ....	67

<b>В.Ф. Оробей, А.Ф. Дащенко, Л.В. Коломиец</b> ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА ГРАНИЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ ФОРМ ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ УПРУГИХ СИСТЕМ И ИХ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ. ....	73
<b>А.В. Гришин</b> ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС ДЛЯ РАСЧЕТА ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ. ....	83
<b>М. П. Дубровский, Н. Н. Хонелия</b> АВТОМАТИЗИРОВАННЫЙ РАСЧЕТ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ СВЯЗНОГО ГРУНТА В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ОБОБЩЕННОГО ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ. ....	89
<b>В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, С.Ю. Фвалко</b> БЛОЧНЫЙ МЕТОД ЛАНЦОША СО СПЕКТРАЛЬНЫМИ ТРАНСФОРМАЦИЯМИ ДЛЯ РЕШЕНИЯ БОЛЬШИХ МКЭ ЗАДАЧ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ. ....	93
<b>Э.З. Криксунов, Е.Б. Зеливянский</b> ОБЪЕКТНО ОРИЕНТИРОВАННЫЙ ГРАФИЧЕСКИЙ ПРЕПРОЦЕССОР "ФОРУМ". ....	100
<b>Э.З. Криксунов, А.В. Перельмутер</b> ТЕХНИКА КОНТРОЛЯ ПАРАМЕТРОВ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ. ...	106
<b>С.Ю. Фиалко</b> АГРЕГАТНЫЙ МНОГОУРОВНЕВЫЙ МЕТОД КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ АНАЛИЗА БОЛЬШИХ ЗАДАЧ - МОДЕЛЕЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ....	112
<b>В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, Л.Н. Скорук</b> SCAD OFFICE - ИНТЕГРИРОВАННАЯ СИСТЕМА ДЛЯ ПРОЧНОСТНОГО АНАЛИЗА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ. ....	119
<b>А.В. Школа, И.И. Мосичева</b> ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД РАСЧЁТА ПРЕДПОСТРОЕЧНОГО УПЛОТНЕНИЯ СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ОСНОВАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ НЕСОВЕРШЕННЫХ ПЕСЧАНЫХ ДРЕН ПРИ ДУХУСТОРОННЕЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ ПОРОВОЙ ВОДЫ. ....	125
<b>Ю.Л. Винников, С.В. Хазин, А.Н. Пашенко</b> АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙНЫХ АНКЕРОВ С УШИРЕНИЯМИ ПО ДЛИНЕ СТВОЛА. ....	131
<b>И. В. Войтенко</b> АЛГОРИТМ РАСЧЕТА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА АНИЗОТРОПНЫХ МНОГОСЛОЙНЫХ ОСНОВАНИЙ. ....	137
<b>О.В. Борт, О.О. Голов, М.Л. Зоценко</b> ВСТАНОВЛЕННЯ ПОВЕРХНІ КОВЗАННЯ ПРИ ОЦІНЦІ МІЦНОСТІ ОСНОВ І СТІЙКОСТІ СХИЛІВ. ....	142



<b>А. В. Гришин, И. Г. Бугаева, С. В. Бугаева</b> ПРИМЕНЕНИЕ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА ДЛЯ РАСЧЕТА РАСПОРНЫХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ. ....	147
<b>Ю.Л. Винников</b> РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ, ВОЗВОДИМЫХ С УПЛОТНЕНИЕМ ГРУНТА, МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ГЕОМЕТРИЧЕСКИ И ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОЙ ПОСТАНОВКЕ. ....	154
<b>Ю.П. Кітов, Г.Л. Ватуля, С.М. Кириєнко</b> АВТОМАТИЗАЦІЯ РОЗРАХУНКУ ТА ОПТИМАЛЬНОГО ПРОЕКТУВАННЯ КОМБІНОВАНИХ СИСТЕМ. ....	160
<b>А.М. Ставницер, В.Б. Котвицкий, С.Ф. Клованич, И.В. Шеховцов</b> КОМПЛЕКС ЗДАНИЙ ДЛЯ ХРАНЕНИЯ СЫПУЧИХ МАТЕРИАЛОВ. ....	166
<b>Н.Н. Сорока, А.Ф. Яременко</b> НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ. ....	169
<b>С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько</b> ПРОГРАММНОЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЕ ВЕРОЯТНОСТНОЙ МОДЕЛИ АБСОЛЮТНЫХ МАКСИМУМОВ НАГРУЗОК В ЗАДАЧАХ НАДЕЖНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ. ....	174
<b>В.В. Бурячок, С.В. Косяк</b> ВОЗДЕЙСТВИЕ НИЗКОЧАСТОТНЫХ ЗНАКОПЕРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК НА ВОДОНАСЫЩЕННОЕ ОСНОВАНИЕ. ....	181
<b>В.Т. Бугаев В.В. Ковтун, Е.В. Колесникова</b> ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ АВТОМАТИ- ЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ. ....	186
<b>Н.Н. Сорока, В.Г. Суханов</b> НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ С УЧЕТОМ РЕАЛЬНЫХ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАТЕРИАЛОВ. ....	192
<b>Д. Яфи</b> РАСЧЕТ ГЛУБОКОВОДНЫХ ВЫПУСКОВ СТОЧНЫХ ВОД В МОРЕ. ....	198
<b>А. М. Марченко</b> ВЕРОЯТНОСТНЫЕ ПОДХОДЫ К ОЦЕНКЕ УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ. ....	201
<b>Т. В. Рабочая</b> ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЦЕССА КОНСОЛИДАЦИИ НАМЫВНЫХ ОСНОВАНИЙ В ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ. ....	205
<b>Н.В. Смолянюк</b> ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛБЕТОННЫХ ПЛИТ. ....	208

<b>М.А. Ковалёв</b> ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК. ....	213
<b>А. В. Новский</b> МЕТОДЫ ВОЗВЕДЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ВБЛИЗИ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ. ....	217
<b>А.В. Мишутин, Н.В. Мишутин</b> ИССЛЕДОВАНИЯ СТРУКТУРНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК МОДИФИЦИРОВАННЫХ БЕТОНОВ. ....	221
<b>Ю. В. Матус</b> К ВОПРОСУ ЭКСТРАПОЛЯЦИИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ КРИВЫХ ПРОСАДКИ ВО ВРЕМЕНИ ПРИ УПЛОТНЕНИИ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ ЗАМАЧИВАНИЕМ. ....	226
<b>М. В. Марченко</b> ІМОВІРНІСНЕ ТРАКТУВАННЯ КОЕФІЦІЄНТА ПУАССОНА ПО ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИМ ДОСЛІДЖЕННЯМ ПОКАЗНИКІВ СТИСЛИВОСТІ. ....	232

*Наукове видання*

**ВІСНИК**  
**ОДЕСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО**  
**МОРСЬКОГО УНІВЕРСИТЕТУ**

**Збірник наукових праць**

*Українською, російською  
та англійською мовами*

**Випуск 10**

*Свідоцтво про державну реєстрацію:  
серія КВ № 278  
від 25.07.1997 р.*

---

Підписано до друку з оригінал-макету 14.02.03.  
Формат 70×108/16. Папір офсетний. Ум.друк.арк. 15,1.  
Замовлення № 193. Тираж 100

**Адреса редакційної колегії та видавництва ОНМУ:  
65029, Одеса, вул.Мечникова, 34, тел. 7283114**