

ISSN 0039 - 2383

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНО-

ТЕХНИЧЕСКИЙ

ЖУРНАЛ

ГОСУДАРСТВЕННОГО

СТРОИТЕЛЬНОГО

КОМИТЕТА

СССР



ДЕКАБРЬ

1987

6

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ
ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

Издается с 1 января 1959 г. Выходит один раз в два месяца № 6 (174) 1987 г.

ПО ПУТИ ВЕЛИКОГО ОКТЯБРЯ

Советский народ отмечает знаменательную дату — семидесятилетие Великой Октябрьской социалистической революции, которая положила начало новой эре в жизни человечества. 7 ноября 1917 года рабочий класс, трудящиеся России, руководимые большевистской партией во главе с В. И. Лениным, свершили величайшую в истории революцию. С этой даты началась всемирно-историческая эпоха, означавшая поворот человечества к социализму.

Сбросив ярмо капиталистической и помещичьей эксплуатации, наш народ под руководством Коммунистической партии приступил к революционным преобразованиям, в ходе которых впервые был осуществлен социализм на практике.

В процессе социалистического строительства в стране был создан мощный экономический и научно-технический потенциал, осуществлен революционный переворот в социальной сфере: покончено с эксплуатацией человека человеком, ликвидирована безработица, трудящиеся получили реальные права и свободы, сложилось социально-политическое и идейное единство советского общества.

В ходе культурной революции была ликвидирована неграмотность, сложились условия для творческого развития человека труда, сформировалась новая социалистическая интеллигенция.

Социализм покончил с национальным гнетом и неравноправием наций и народностей, обеспечил быстрый рост экономического, социального и культурного развития бывших национальных окраин, утвердил равенство и братское сотрудничество народов. В стране сложилась новая социальная и интернациональная общность — единый советский народ. Народы Советского Союза объединяют крепкая дружба, социалистический интернационализм и советский патриотизм.

Социалистический общественный строй, утвердившийся в нашей стране после победы Октябрьской революции, выдержал суровое испытание в Великой Отечественной войне. Советский народ и его Вооруженные Силы, нанеся сокрушительное поражение германскому фашизму, внесли решающий вклад в дело освобождения народов Европы от нацистского порабощения.

Преодолев в короткий срок тяжелые последствия войны, наша страна продолжала уверенно двигаться вперед. В послевоенные годы значительно возрос национальный доход, поднялся уровень народного благосостояния, в огромных масштабах велось жилищное строительство, большие успехи достигнуты в области культуры.

Сейчас наша страна вступила в переломную полосу своего развития. Осуществляемая в стране перестройка является прямым продолжением дела Великого Октября, она неразрывно связана с ним и едина в своей основе — целенаправленном созидании социализма. Перестройка представляет собой широчайший комплекс революционных перемен во всех сферах жизни общества — в политических и экономических отношениях, общественном сознании и культуре.

Последовательно проводится в жизнь стратегия и тактика глубокого обновления народного хозяйства. Реорганизуются структура экономики, система управления ею. Приводятся в действие рычаги нового хозяйственного механизма, что позволит обеспечить высокие и устойчивые темпы развития народного хозяйства, поддерживать их стабильность и динамичность. Осуществляется техническое перевооружение производства. Расширяются и углубляются процессы демократизации нашей жизни.

В результате радикальных изменений всех сторон нашей жизни общество должно достигнуть нового качественного состояния, социализму будут приданы самые современные формы общественной организации, наиболее полно будет раскрыт гуманистический характер нашего строя во всех его важнейших аспектах: экономическом, социально-политическом, нравственном.

За семь десятилетий огромных успехов в своем развитии достигла советская наука. Сейчас она играет все возрастающую роль в развитии производительных сил страны, совершенствовании общественных отношений, создании новых видов техники и технологии, в повышении производительности труда.

В ходе перестройки создаются все более благоприятные условия для динамичного прогресса всех отраслей научного знания, создаются лучшие возможности концентрации научных кадров, материальных и финансовых ресурсов на наиболее важных и перспективных направлениях, которые ускоряют достижение намеченных экономических и социальных целей, обеспечивают надежную обороноспособность страны. Наша наука должна занять ведущие позиции по основным направлениям научно-технического прогресса и находить эффективные и своевременные решения как текущих, так и перспективных производственных и социально-экономических проблем. В полной мере это относится к строительной механике и теории сооружений.

За годы Советской власти строительная механика получила большое развитие. Она выполняет важную роль инструмента, с помощью которого общие сведения, получаемые в целом ряде разделов науки, таких, как математика, механика твердого деформируемого тела, общая механика, теория надежности, теория устойчивости и т. д., непосредственно используются при решении задач проектирования или анализа работы сложных инженерных сооружений.

Поскольку расчетные схемы сооружений представляют собой, как правило, системы, состоящие из большого количества элементов (стержней, пластин, оболочек), строительная механика развивается в значительной мере как механика систем деформируемых элементов.

Вопросам развития численных методов, алгоритмов расчета сооружений как сложных систем всегда уделялось большое внимание. Например, после появления метода перемещений и его первого успешного применения в расчетах ферм с жесткими узлами, плоских рам и т. д. в работах А. А. Гвоздева еще в двадцатые годы был предложен вариант этого метода, в котором в качестве элемента системы принимался не одиночный стержень, а часто встречающиеся в практических задачах простые рамы. Это — первый шаг применения так называемых суперэлементов задолго до появления метода конечных элементов (МКЭ). А. А. Гвоздевым были обобщены алгоритмы метода сил и метода перемещений и предложен смешанный метод расчета стержневых систем, который в дальнейших работах многих советских ученых был распространен и на системы из нестержневых элементов. Разностные аналитические методы расчета упругих систем развиты в трудах И. М. Рабиновича.

Большое развитие и широкое распространение получил метод начальных параметров, который в трудах многих отечественных ученых рассматривался как метод расчета систем с разрывными параметрами. В трудах В. З. Власова и его последователей этот метод был применен к расчетам тонкостенных систем и трансформирован в метод начальных функций, который сейчас интенсивно развивается. В. З. Власовым внесен крупный вклад в развитие строительной механики тонкостенных систем.

Опираясь на идеи, заложенные еще в трудах С. П. Тимошенко, П. Ф. Папковича, И. Г. Бубнова, Б. Г. Галеркина, многие советские ученые успешно использовали вариационные методы в решении задач расчета сложных пространственных систем. Была показана связь этих прямых численных методов с классическими алгоритмами строительной механики, которая успешно использована например, в работах В. В. Болотина по динамике и устойчивости сооружений.

Советскими учеными выполнены обширные, фундаментальные исследования в области статистической динамики и динамической устойчивости, теории распространения упругих и упругопластических волн, колебаний упругих систем и удара, теории внутреннего трения и виброзащиты. Накоплен большой экспериментальный материал, разработаны прикладные методы расчета сооружений на ветровые воздействия, морское волнение, групповые нагрузки от технологического оборудования, микросейсмические воздействия, взрывы и т. д.

В последние десятилетия все шире стали применяться новые конструкционные материалы, в том числе композиционные (стеклопластики, асботекстолиты и т. п.). Эти материалы обладают сложными механическими свойствами, в частности анизотропией своих упругих, пластических и прочностных характеристик.

Советскими учеными разработаны общие феноменологические теории и критерии прочности для композитных материалов, а также конкретные критерии прочности для

целого ряда анизотропных строительных материалов, в том числе для древесины, асбестоцемента, каменной кладки.

Начиная с 60-х годов среди специалистов усилился интерес к постановке и поиску решений оптимизационных задач, позволяющих отыскивать наилучшие по заданным критериям проектные решения конструкций.

Период с середины 60-х до середины 70-х годов в значительной степени связан с освоением метода поиска оптимальных решений и рассмотрением большого числа иллюстративных задач, некоторые из которых привели к практическим результатам, например решению задач синтеза оптимальных стержневых систем, работающих в упругой стадии. В то же время наметился очевидный разрыв между большим объемом исследований в этом направлении и единичными результатами, получившими внедрение.

В дальнейшем основное внимание стало уделяться обоснованию комплексной постановки оптимизационных задач, которая в общем случае должна включать: анализ системы критериев оптимальности; обоснованную формулировку полной системы ограничений с учетом требований надежности, технологичности, архитектурных ограничений, ограничения расхода материальных ресурсов; оценку последствий в случае нарушения ограничений; выбор поисковых алгоритмов, адекватных условиям решаемой оптимизационной задачи; разработку плана действий проектировщика в процессе оптимального проектирования, обеспечивающего комплексный учет перечисленных аспектов.

Проведенные анализы показали, что большое значение для правильного решения задачи оптимального проектирования имеет формулировка ограничений на надежность конструкций. Возникла необходимость количественно оценивать вероятность отказа конструкции, вероятностный объем последствий в случае отказа.

К необходимости более углубленного анализа ограничений на надежность приводит и опыт работы с нормативными документами по расчету строительных конструкций, построенными на основе метода предельных состояний. Метод расчета по предельным состояниям, впервые разработанный в СССР и имеющий уже более чем тридцатилетнюю апробацию, явился крупным шагом вперед в мировой практике проектирования строительных конструкций. Метод позволил свести до разумного минимума вероятности всех возможных видов отказов конструкций.

Заслуга отечественной строительной науки — своевременная постановка и решение ряда фундаментальных проблем в области теории надежности строительных конструкций, имеющих существенную специфику и отличия от аналогичных проблем в других областях техники, где приходится иметь дело с оценкой надежности многократно тиражируемых однотипных систем. Благодаря работам В. В. Болотина, А. Р. Ржаницына и их последователей удалось подготовить научную базу для создания прикладных методов вероятностного расчета и проектирования конструкций. Опыт экспериментального проектирования в вероятностной постановке, например для ряда железобетонных конструкций производственных зданий в сочетании с оптимизационными методами, показал возможность получения дополнительной экономии дефицитных строительных материалов.

Полноценное решение проблемы проектирования строительных конструкций на основе вероятностного подхода требует разработки единой методологии описания и нормирования внешних воздействий на сооружения, выбора достоверных моделей поведения конструкций для оценки их прочности и жесткости. Необходима дальнейшая отработка техники вероятностных расчетов, позволяющих получить вероятности попадания конструкции в критическое состояние с количественной оценкой последствий отказов и последующим переходом к решению оптимизационных задач.

Задачи строительной механики всегда были связаны с преодолением значительных трудностей вычислительного характера. Поэтому большое внимание привлекли труды А. Ф. Смирнова, в которых еще до появления ЭВМ и соответствующих зарубежных работ систематически использовались аппарат теории матриц и вычислительные методы линейной алгебры.

Сегодня нельзя представить дальнейшее развитие строительной механики без применения ЭВМ как в области математического моделирования конструкций, воздействий и поведения материалов, так и при проведении экспериментальных исследований на моделях и реальных сооружениях.

Можно выделить три этапа применения ЭВМ в строительной механике в СССР. На первом этапе, до середины 60-х годов, в решениях частных задач использовались проверенные ранее методы и алгоритмы, которые применялись и без ЭВМ. В тот же период в ряде исследовательских институтов Госстроя СССР (Проектстальконструкция, Гипротис), в вузах (КИСИ, МИИТ) начинают создаваться программы, реализующие методы строительной механики в достаточно общей форме, специально приспособленной для ЭВМ.

С середины 60-х годов до середины 70-х во многих проектных институтах и вузах начали использоваться ЭВМ второго поколения, позволявшие создавать более надежные и производительные программы. Это послужило материальной базой широкого применения и развития метода конечных элементов (МКЭ) и создания соответствующих программных комплексов для прочностных расчетов сложных пространственных систем. Отличительной чертой большинства выполненных в этот период работ является стремление авторов удовлетворить запросам практики и создать методы, алгоритмы и про-

граммные комплексы, позволяющие рассчитывать все более сложные системы, приближая расчетные модели к реальным сооружениям. Разрабатываются более точные и разнообразные модели конечных элементов, более мощные программы решения систем уравнений МКЭ с учетом особенностей матриц этой системы и сервисные программы, упрощающие использование этих комплексов. Ведутся исследования по учету геометрической и физической нелинейности систем, по разработке и использованию программных комплексов решения задач динамики и устойчивости сооружений, расчетов по предельному состоянию.

На третьем этапе (с середины 70-х годов) используются машины третьего поколения (в основном ЕС ЭВМ), характеризующиеся наличием развитых операционных систем, различных языков высокого уровня, а также расширенными возможностями ввода и вывода информации.

Указанные технические возможности позволили соединить классические методы строительной механики с разнообразными методами вычислительной математики. Особое внимание уделяется решению нелинейных задач, в связи с чем совершенствуются и разрабатываются различные варианты итерационных методов. Широкое распространение получают метод Ньютона, различные варианты метода интегрирования по параметру и метода малого параметра. В области решения краевых задач оказался эффективным метод прогонки, а также методы, основанные на использовании интерполяционных полиномов. Создаются и совершенствуются специальные методы решения задачи Коши для уравнений движения деформируемых систем, получают мощное развитие численные методы решения частичной проблемы собственных значений для систем очень высокого порядка.

Развитие этих методов позволило создать ряд новых программных комплексов промышленного назначения, таких, как «Прочность», «Лири», «Парсек», «Спринт», «Полифем» и др. Эти и другие комплексы позволили выполнять расчеты сложных объектов — железобетонных пространственных конструкций, тонкостенных пространственных систем, многоэтажных зданий, конструкций на деформируемом основании и т.п. Расчеты могут проводиться с учетом как физической, так и геометрической нелинейности, а также при разных видах нагружения (сейсмическое, температурное и т.п.).

Следует отметить, что возможности решения указанных сложных задач еще не достаточно используются в повседневной практике проектирования. Частично это связано со спецификой программных комплексов, которые пока не являются органической частью единой системы автоматизированного проектирования.

Большое внимание должно быть уделено развитию нового направления в численных методах расчета сооружений — метода граничных элементов (МГЭ), объединяющего различные варианты и трактовки методов теории потенциала и граничных интегральных уравнений. В задачах для «больших» областей МГЭ имеет значительные преимущества перед ставшими традиционными численными методами — конечных элементов и конечных разностей. Хотя в создании теоретических основ МГЭ русские и советские ученые сыграли выдающуюся роль, в технической реализации и разработке программ имеется отставание от мирового уровня. Наиболее эффективно совместное использование МГЭ и МКЭ при разработке новых программных комплексов по расчету сооружений.

Можно отметить ряд направлений развития строительной механики, которые позволяют более органично соединить ее возможности с насущными потребностями практики строительства.

Необходимо дальнейшее комплексное развитие прикладной теории надежности и долговечности строительных конструкций с разработкой теории прочности, пластичности и ползучести материалов при различных видах нагружений. Для этого понадобится расширить объем экспериментальных исследований физико-механических свойств конструкционных материалов, в том числе и при динамических нагружениях, а также разработку и совершенствование общей теории неупругого деформирования конструктивных систем. Такая теория играет ключевую роль для развития методов расчета упруго-пластических систем при внешних воздействиях с различной программой нагружения, при учете геометрической нелинейности и в расчетах устойчивости.

Предстоит разработка единой методологии описания внешних воздействий на сооружения с созданием банков данных по нагрузкам, воздействиям и свойствам конструкционных материалов, соединенных с автоматизированными системами проектирования и оптимизации конструкций. Необходимо значительно расширить работы по созданию автоматизированной системы научных исследований строительных конструкций для совершенствования математического моделирования и развития экспериментальных исследований с целью прогнозирования самых разнообразных условий эксплуатации сооружений и создания экономичных и надежных конструкций.

На решение ряда перечисленных задач направлена утвержденная Госстроем СССР целевая научно-техническая программа «Повышение качества и надежности строительных конструкций», включающая задания по разработке инженерно-теоретических основ повышения качества и надежности строительных конструкций, по созданию прикладных методик оптимального проектирования конструкций массового применения, а также каталогов конструкций; по разработке эффективных методов контроля качества конструкций, в первую очередь стальных и железобетонных, по созданию методик прогнозирования долговечности несущих строительных конструкций.

В. И. ТРОФИМОВ, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Металлические пространственные конструкции в СССР

Поиски современных архитектурных форм большой выразительности в связи с необходимостью перекрытия значительных пролетов привели архитекторов и инженеров всего мира к созданию различных по конфигурации и формам пространственных покрытий, статическая работа которых более рациональна по сравнению с традиционными плоскостными системами, что определяет меньший расход конструкционных материалов на их изготовление.

Из стержневых пространственных конструкций в Советском Союзе большое распространение получили структурные плиты. Наряду со стержневыми нашли применение складчатые конструкции и большепролетные висячие покрытия, в том числе мембранного типа. В отдельных случаях мембраны выполняются из отдельных не объединенных друг с другом лент.

При строительстве объектов Олимпиады-80 в Москве применен ряд уникальных висячих покрытий. Ниже приводятся их конструктивные решения и научное обоснование надежности эксплуатации.

Структурные плиты и перекрестные системы. В настоящее время изготовление структурных плит базируется на их серийном производстве с использованием высокопроизводительных технологических линий. В СССР серийно изготавливаются трубчатые структуры с узловыми сопряжениями системы МАРХИ на высокопрочных болтах, а также структуры с поясами из длинно-размерных прокатных элементов при строительстве промышленных зданий с сеткой колонн 12×18 м и 12×24 м. Нашли применение, правда ограниченное, плиты, собираемые из объемных стержневых пирамид.

Для индивидуальных общественных зданий больших пролетов также используются элементы типовых структур.

В качестве примера использования структурной системы МАРХИ для покрытия каскадно-шатрового типа можно указать на торговый центр в Омске. Его объемно-планировочное решение, разработанное в ЛенЗНИИЭП, представляет собой комплекс разновысоких объемов торговых залов и блоков обслуживания, располагаемых вокруг пассажа. Пассаж имеет сложную многоугольную форму с габаритными размерами в плане 48×78 м, общей площадью около 2000 м^2 .

Наряду с этим для индивидуальных большепролетных зданий применяются структуры с более мощными, чем в типовых структурах, узловыми сопряжениями. В связи с разнообразностью конструктивных решений существует тенденция максималь-

ного технологического упрощения узла и придания ему большой универсальности с точки зрения углов примыкания стержней.

К оригинальным конструктивным решениям такого типа, разработанным в ЦНИИСК им. Кучеренко, относятся трубчатые структуры, в узлах которых вообще отсутствуют какие-либо переходные элементы (шары, диски, многогранники и пр.). В этом решении предварительно сплюснутые концы трубчатых стержней сопрягаются друг с другом и образовавшееся между концами пространство заполняется металлом плавящегося электрода.

К оригинальным решениям, выполненным из структур с узлами на ванной сварке, следует отнести шатровое здание рынка, возведенное в г. Тольятти, запроектированное ЗНИИЭП торговых зданий, ЦНИИСК им. Кучеренко и его ЭКБ. Здание представляет собой пирамиду со стороной 60 м и высотой 28 м. Грания пирамиды служат треугольные структурные плиты с гексогональной решеткой.

Другим интересным объектом, где применены аналогичные узлы, является покрытие музыкально-драматического театра в Астрахани, запроектированное Гипротеем совместно с ЦНИИСК им. Кучеренко, строительство которого завершено в 1987 г. (см. обложку). Покрытие состоит из четырех плит, расположенных со сдвижкой по высоте на 2 м, образованных двумя поясами решетками из стержней трех направлений и гексогональной системой решетки. Плита над зрительным залом является наибольшей, ее габариты в плане 40×45 м. Плита имеет консольный вылет 12 м и опирается на нерегулярную сетку колонн. Для сборки и монтажа покрытия в торце здания на уровне перекрытия возводилась сборочная площадка, на ней собиралось два-три ряда структурных ячеек, которые затем постепенно надвигались по направляющим в проектное положение. Известно, что там, где к сооружению предъявляются повышенные эстетические требования или имеется повышенная атмосферная агрессия, применение алюминиевых конструкций, в том числе структурных плит, оправдано. В этом отношении показательным является опыт строительства летнего концертного зала на 3000 мест на берегу моря в Сочи, разработанного в 1970 г. Гипротеем и ЦНИИСК им. Кучеренко, в котором шестиугольное в плане покрытие размером около 70 м выполнено из алюминиевых труб.

Помимо структурных плит в Советском Союзе нашли применение плиты из перекрестных ферм. Применительно к производ-

ственным зданиям с сеткой колонн 18×18 м и 24×24 м УкрНИИПСК с участием ЦНИИСК им. Кучеренко на различные нагрузки, включая подвесной транспорт, разработаны такие плиты с опиранием по углам из тонкостенных замкнутых профилей. Легкие перекрестные системы на плане 12×18 м для нужд сельского строительства разработаны ЦНИИСК им. Кучеренко и АрмНИИСА. К оригинальным перекрестным фермам следует отнести складывающиеся системы. В практике отечественного строительства нашли применение системы, в которых плиты складываются в одном направлении со сдвижкой на одну поясную ячейку (разработки МАРХИ) и в двух направлениях (разработка ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова).

К наиболее ранним большепролетным покрытиям, в которых использованы перекрестные фермы, следует отнести покрытие киевского киноконцертного зала, запроектированного УкрНИИПСК. Оно представляет в плане трапецию, основание которой 60 и 52 м, высота 52 м, а также павильон механизации сельского строительства с размерами в плане 56×56 м, построенный в 1970 г. Конструкции изготавливались из прокатных профилей, соединенных в узлах на высокопрочных болтах.

В ряде случаев целесообразно объединять отдельные фермы в общую плиту с помощью автоматической электрошлаковой сварки плавающим мундштуком по технологии, разработанной в ЦНИИСК им. Кучеренко. Впервые такая конструкция применена в 1970 г. для покрытия демонстрационного зала станции технического обслуживания легковых машин «Автосервис» в Москве, разработанного Моспроект-2 при участии ЦНИИСК им. Кучеренко. Здание имеет в плане форму равнобедренного треугольника с основанием 104 м и двумя боковыми гранями по 116,2 м. Объединение ферм осуществлялось на проектной отметке, для чего использовались передвижные стойки.

Вторым крупным объектом, в котором применены перекрестные фермы с узлами на электрошлаковой сварке, является универсальный зал в Симферополе, проект которого разработан ЦНИИЭП им. Мезенцева при участии ЦНИИСК им. Кучеренко. Покрытие имеет в плане форму неправильного шестиугольника, что обусловлено наличием консолей различного вылета от 8,5 до 15 м общей площадью 9200 м^2 , с наибольшим размером по диагонали 117 м. Фермы ориентированы по трем направлениям, образуя треугольные ячейки со стороной 7,5 м и высотой 3,5 м.

Предварительно напряженные блоки покрытия и складчатые конструкции. С целью сокращения расхода материала на пролетную конструкцию неоднократно предпринимались попытки включать в работу несущей конструкции кровли и подвесные потолки. С этой целью в Советском Союзе разработаны и успешно применяются предварительно напряженные блоки, позволяющие перекрывать пролеты порядка 60...100 м. Блоки выполняются из алюминия и стали. Кон-

струкция блоков состоит из двух ферм, расположенных вдоль блока и соединенных между собой прогонами. В блоках из алюминия, разработанных ВИЛС в содружестве с ЦНИИСК им. Кучеренко, вдоль верхних и нижних поясов располагается обшивка из рулонированного листа, при этом в процессе сборки конструкции верхней обшивки задается предварительное напряжение, вследствие чего она включается в статическую работу системы. Вторая обшивка, располагаемая по нижним поясам, выполняя функции потолка, также включается в работу поясов. Подобными конструкциями перекрыт ряд общественных зданий, в частности, в Москве выставочные павильоны пролетами 30 и 66 м, а также ледовый дворец пролетом 60 м, использованный при проведении Олимпиады-80.

В блоках из стали, разработанных ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова, обшивка прикрепляется к поясным уголкам в заводских условиях и на строительную площадку доставляется вместе с поясами в виде щитов. Предварительное напряжение обшивкам задается в процессе сборки конструкции путем придания соответствующей кривизны поясным уголкам. Эти конструкции применялись при покрытии ряда гражданских и промышленных зданий. Наиболее полно достоинства подобного решения проявились в покрытии московского спортивного комплекса ЦСКА. Блоки этого покрытия выполнялись из двух рыбообразных ферм высотой в середине пролета 6 м и длиной 104 м.

В Советском Союзе значительное распространение получили бескаркасные здания из лоткообразных алюминиевых или стальных элементов, разработанных УкрНИИПСК. Наиболее распространенными являются многоцелевые здания пролетом 12, 18, 24 и 35 м.

Висячие оболочки с применением вант. Вантовые системы осуществляются с применением канатов из высокопрочной проволоки и так называемых жестких вант, т. е. элементов, способных помимо растягивающих усилий воспринимать изгиб.

В качестве ограждающих конструкций используются железобетонные, керамзитобетонные и другие плиты, включаемые в работу вант, а также легкие стальные настилы, не включаемые в работу основной конструкции. Для обеспечения возможности участия железобетонных плит совместно с вантами в их работе на растяжение кольцевые швы между плитами замоноличивают и панели предварительно обжимают.

Примером провисающей оболочки на круглом плане диаметром 80 м может служить крытый рынок в Москве, разработанный Моспроект-1. Оболочка собрана из сборных керамзитобетонных плит, уложенных на тросы. Предварительное напряжение оболочки осуществлено натяжением радиальных тросов.

Примером шатрового покрытия может служить здание гаража в Новгороде диаметром 101 м, а также стоянки для автобусов в Киеве диаметром 160 м, разработанные

ного Киевским промстройпроектом при участии НИИСК.

Висячие покрытия с ограждающей конструкцией из стальных настилов более индустриальны и обладают меньшей массой по сравнению с железобетонными, однако более деформативны.

При легкой кровле поверхность, образованная канатной сеткой, нуждается в стабилизации, которая достигается преднапряжением. В оболочках отрицательной гауссовой кривизны преднапряжение осуществляется притягиванием к опорному контуру вант, а в оболочках нулевой и положительной кривизны — созданием дополнительной тросовой системы. В зданиях, имеющих круглый план, стабилизация достигается системой радиально расположенных ферм из тросов. По разработкам ЛенЗНИИЭП в Ленинграде в 1967 г. построен Дворец спорта «Юбилейный» диаметром 93 м. Впоследствии специалисты института по этой схеме разработали покрытия универсальных спортивных залов для Берлина и Зуля (ГДР), Дворца спорта в Будапеште (диаметр 102 м), а также для спортивных сооружений в Ереване и Баку (СССР).

С целью избежания преднапрягающей системы в ряде случаев используют так называемые жесткие ванты сплошного сечения или в виде легких висячих ферм.

Тонколистовые висячие оболочки мембранного типа. Желание совместить в одном элементе несущие и ограждающие функции привело к использованию идеи растянутых поверхностей, конструктивное выражение которых нашло в мембранных пространственных системах. Такие системы в большей части изготавливаются из двух основных строительных материалов — стали и железобетона, при этом физико-механические свойства каждого материала используются наилучшим образом. Действительно, сталь, хорошо работающая на растяжение, идет на изготовление собственно мембран, отчего вес пролетной части конструкции оказывается минимальным. Другая, сжатая часть конструкции, представляющая опорный контур, выполняется из железобетона.

Если традиционные покрытия состоят из несущих и ограждающих конструкций, то в мембранных системах эти функции совмещены.

Большим достоинством мембран при перекрытии ими больших пролетов является возможность переноса основных трудоемких процессов при изготовлении пролетной части покрытия в заводские условия. Это дает возможность создавать большегабаритные стальные полотнища, которые затем в компактных рулонах доставляют на строительство и получают сразу готовую поверхность площадью порядка 300..500 м².

Следует отметить, что приоритет в создании мембранных конструкций принадлежит выдающемуся русскому инженеру В. Г. Шухову, который еще в 1896 г. на Всероссийской выставке в Нижнем Новгороде перекрыл стальной мембраной центральную часть инженерно-строительного павильона диаметром 25 м.

В большинстве случаев необходимая

форма мембранного покрытия положительной гауссовой кривизны задается в процессе монтажа соответствующим раскроем отдельных полотнищ мембраны. С помощью плоских мембран представляется возможным производить реконструкцию кровель промышленных объектов в ряде случаев без остановки производства. В этом отношении характерен пример реконструкции производственного цеха завода «Компрессор» в Москве, разработанного НИИЖБ. По периметру здания размером в плане 66×81,3 м был возведен опорный контур, а по кровле установлены подмости, по которым укладывались рулонные заготовки. После их объединения в единое полотно и соединения с контуром деревянная кровля была удалена.

Геометрия поверхности мембранных покрытий и характер их присоединения к опорному контуру в значительной мере определяют деформативность системы. Так, например, покрытия нулевой гауссовой кривизны на незамкнутом опорном контуре весьма деформативны и использование их в качестве покрытия возможно при наличии специальной стабилизации поверхности. Последняя осуществляется вантовой предварительно напряженной системой, включением в работу мембраны специальных ребер, обладающих изгибной жесткостью.

Характерным в этом отношении является мембранное покрытие цилиндрической формы плавательного бассейна в Харькове, разработанного Харьковским промстройНИИпроектом и ЦНИИСК им. Кучеренко. Прямоугольное в плане здание размером 30×62,8 м перекрыто алюминиевой мембраной толщиной 1,5 мм, работающей совместно с продольно-поперечными ребрами, стабилизирующими поверхность покрытия.

Примером конструкции, в которой форма мембраны стабилизируется весом технологического оборудования и предварительным напряжением, является покрытие Дворца спорта на 3000 мест, разработанное Союзспортпроектом и ЦНИИСК им. Кучеренко. Сооружение размером 42×64 м возведено в г. Фрунзе, где сейсмичность оценивается в 9 баллов.

Одним из наиболее крупных зданий, перекрытых стальной мембраной сферической формы, стабилизируемой радиальной вантовой системой, является Ленинградский стадион на 25 тыс. зрителей диаметром 160 м, разработанный ЛенЗНИИЭП.

Поверхность отрицательной гауссовой кривизны наиболее устойчива к действию неравномерных нагрузок. Здесь, независимо от вида нагрузки и ее расположения, имеются направления, в которых мембрана работает на растяжение, поэтому общая потеря устойчивости не угрожает конструкции. При отсутствии преднапряжения мелкое гофрирование в ряде случаев наблюдается только в угловых зонах и практически не оказывает влияния на работу конструкции в целом. Это также было учтено при проектировании олимпийского велотрека в Крылатском с мембранным покрытием отрицательной кривизны, которое не преднапрягалось.

Наиболее крупным сооружением с по-

верхностью отрицательной гауссовой кривизны является строящееся здание автостоянки лесовозов в Усть-Илимске, разработанное Ленинградским проектно-строительным институтом в сотрудничестве с ЦНИИСК им. Кучеренко. Круглое в плане сооружение диаметром 200 м перекрывается шатровой мембранной оболочкой, подкрепленной системой радиально-кольцевых ребер, и состоит из 52 одинаковых трапециевидных лепестков. С целью отработки методов монтажа шатровой оболочки по проекту Ленпроектстройпроекта в 1983 г. в Братске сооружено шатровое покрытие рынка диаметром 56 м.

Всякие оболочки и сооружения с применением стальных и алюминиевых лент. Для сокращения сроков строительства и трудовых затрат на монтаже, а также при строительстве сборно-разборных мембранных покрытий положительной и отрицательной гауссовой кривизны пролетом до 60 м оболочки рекомендуется осуществлять из нескрепленных друг с другом алюминиевых лент шириной 1,2...1,5 м. В этом случае исключается достаточно трудоемкий процесс — соединение на монтаже отдельных листов в единое полотнище и при этом в случае необходимости конструкцию можно разобрать без повреждения.

Образование оболочки положительной гауссовой кривизны достигается переплетением лент на ровной поверхности путем шаговой раскатки рулонных лент одного направления. Эта операция проста и выполняется очень быстро.

Стабилизация поверхности от действия неравномерного нагружения достигается весом покрытия. Эксперименты показали, что когда собственный вес покрытия равен временной снеговой нагрузке, кинематические перемещения ленточной оболочки не приводят к расстройству водоизоляционного ковра. Ленточная оболочка отрицательной гауссовой кривизны в статическом отношении аналогична ортогональной вантовой сетке.

В отличие от этих систем в ЦНИИСК им. Кучеренко также разработаны предварительно-напряженные седловидные покрытия из алюминиевых лент, являющиеся системами, в которых совмещены несущие и ограждающие функции, поэтому кровля как дополнительная конструкция здесь не требуется. Седловидное покрытие состоит из двух слоев алюминиевых лент — несущих и стабилизирующих, расположенных по направлению главных кривизн поверхности покрытия и уложенных с нахлестом продольных кромок. Концы лент прикрепляются к опорному железобетонному или стальному контуру, а между нахлестными кромками стабилизирующих лент прокладывается каучуковый герметик. В процессе предварительного напряжения, когда стабилизирующие ленты притягиваются к опорному контуру, ленточная система получает слитную и достаточно жесткую поверхность.

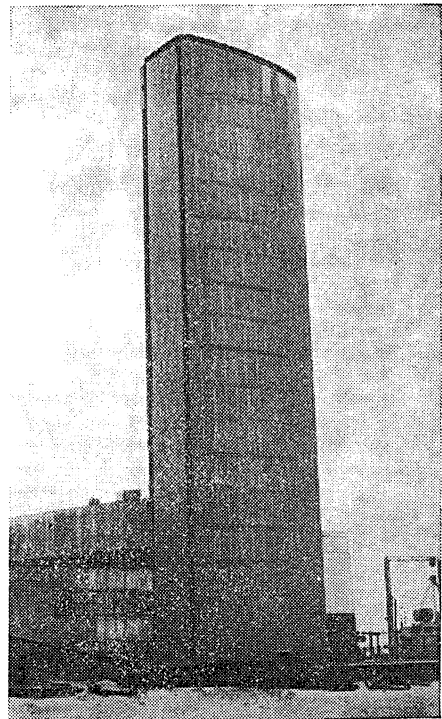
Стальная рулонная лента находит применение также в надшахтных сооруже-

ниях цветной металлургии, при строительстве копров клетевых и скиповых стволов, а также воздухозаборных труб. В этих сооружениях стержневой каркас на всю высоту обшивается оцинкованными и лакированными стальными лентами, которые по длине преднапрягают, чем обеспечиваются их жесткость и включение в пространственную работу силового каркаса. Так, для воздухозаборной башни Анненского рудника, разработанной Гипроцветметом и ЦНИИСК им. Кучеренко, каркас трубы представляет вертикальную структурную оболочку с мембранной обшивкой толщиной 1 мм по внутренним поясам. Высота сооружения 71 м, диаметр от 12 до 18 м с уширением кверху.

Представляет также интерес воздухозаборная труба Акции-Спаского рудника, строительство которой завершено в 1986 г., ее размеры в плане 7,5×1,5 м, высота равна 60 м (см. рисунок). В сельском строительстве стальная оцинкованная лента толщиной 0,8...1,0 мм находит применение при строительстве зернохранилищ. В хранилищах с прямоугольными ячейками лентами обшивается каркас стеновой панели.

В цилиндрических емкостях, разработанных ЦНИИСК им. Кучеренко и его ЭКБ, применяется рулонированная лента, разворачиваемая по восходящей спирали и подкрепляемая стержневым каркасом. В процессе монтажа движение цилиндрической оболочки вверх происходит по винтовой линии при повороте цилиндра вокруг оси.

Опыт проектирования и научные исследования пространственных покрытий наиболее крупных сооружений Олимпиады-80 в Москве. Олимпийские игры являются не только



главным событием спортивной жизни всего мира, но и смотра достижений строительной науки и техники страны — организатора игр. Главное архитектурно-планировочное управление Москвы, осуществляя общую техническую политику в проектировании сооружений Олимпиады-80, направленную на обеспечение высокой надежности конструктивных решений, их экономичности, возможности реализации ярких архитектурных замыслов, привлекло к решению этих задач ЦНИИСК им. Кучеренко.

Создание и возведение уникальных болшепролетных зданий Олимпиады-80 как бы подытожили уровень развития отечественного строительства. Вопросам расчета, проектирования и строительства Олимпийских сооружений посвящен тематический номер журнала «Строительная механика и расчет сооружений» (№ 4, 1980 г.), поэтому опишем их кратко.

ЦНИИСК им. Кучеренко в течение 1976—1980 гг. вел научные исследования и принимал участие в разработке и строительстве висячих металлических конструкций покрытий четырех спортивных сооружений Олимпиады-80 в Москве.

Самым крупным не только среди Олимпийских объектов, но и в Европе является крытый стадион на 45 тыс. зрителей на проспекте Мира. Здание, имеющее эллиптический план с размерами главных осей 224×183 м, перекрывается стальной мембранной оболочкой положительной гауссовой кривизны со стрелкой провисания 12,5 м, выполненной из малоуглеродистой стали толщиной 5 мм и подкрепленной системой радиальных и кольцевых ребер.

Покрытие по контуру закреплено в железобетонном кольце, бетонируемом в металлическом коробе и опертом на колонны, расположенные через 20 м. В средней части покрытия, где располагается тяжелое технологическое оборудование, мембрана скреплена с жестким диском эллиптической формы размером 30×24 м.

Другим зданием, в котором применена стальная мембрана, является крытый велотрек в Крылатском, имеющий в плане форму, близкую к эллипсу, с размерами осей 168×138 м.

Мембранное покрытие выполнено из сварных полотнищ шириной 6 м, толщиной 4 мм, раскатываемых по направляющим из стальных полос сечением 750×6 мм, располагаемых через 6,3 м. Опорным контуром служат стальные арки коробчатого сечения с размерами 2×3 м.

Универсальный спортивный зал в Измайлове, имеющий в плане размеры 66×72 м, также перекрыт мембраной, но из нержавеющей стали толщиной 2 мм (см. обложку).

Форма поверхности покрытия основного зала представляет собой пересечение четырех цилиндрических секторов со стрелой провиса в центре здания 4 м.

По диагоналям мембрана подкрепляется полосами, воспринимающими цепные усилия порядка 24 000 кН и передающими их в углы опорного контура, выполненного из железобетона.

В отличие от первых трех сооружений покрытие плавательного бассейна на проспекте Мира перекрыто системой висячих стальных ферм, по которым уложен стальной профилированный настил. Здание имеет в плане форму овала с размерами по главным осям 126 и 104 м. По периметру располагается железобетонный контур сечением $3,3 \times 2$ м, бетонируемый в стальной опалубке. Висячие фермы совместно с системой стабилизирующих связей образуют седловидную поверхность с наружным водоотводом.

Расход металла на фермы и настил, отнесенный к 1 м^2 покрытия, составляет $55,4 \text{ кг/м}^2$.

Для возможности проектирования покрытий, имеющих форму поверхностей положительной, отрицательной и нулевой гауссовой кривизны, в первую очередь необходимы достаточно обоснованные данные о величине и характере распределения метеорологических воздействий. Для этой цели в ИСМ и СС (Тбилиси) проводились испытания моделей зданий в аэродинамической трубе, позволившие получить изобары ветровых воздействий по площади покрытий.

В ЦНИИСК им. Кучеренко были разработаны рекомендации по расчетным значениям интенсивности снеговой нагрузки и ее распределению по поверхности покрытий.

Расчет покрытий производился в нелинейной постановке, при этом помимо геометрической в расчете учитывалась и конструктивная нелинейность, являющаяся следствием изменения расчетной схемы в процессе нагружения (возможность горизонтального перемещения опор седловидной мембранной оболочки и др.).

Расчеты выполнялись как в аналитической форме, так и численными методами с использованием ЭВМ. Для аналитических расчетов применялись методы прикладной теории упругости (вариационные), а для численных — метод стержневой аппроксимации.

Экспериментальные исследования на моделях производились с целью определения напряженно-деформированного состояния основных элементов покрытия, проверки расчетных предпосылок и выявления особенностей работы покрытий при возможном в практике некотором отклонении конструкции от расчетной схемы.

Экспериментальные исследования производились на различные виды эксплуатационных нагрузок с использованием электронного автоматического тензометрического комплекса с обработкой результатов на ЭВМ. Измерение напряжений производилось не менее чем в 400 точках и перемещений в 50 точках. Сопоставление результатов аналитических исследований с данными экспериментов показало их хорошую согласованность.

Для получения экспериментально обоснованных данных о пределах огнестойкости покрытий с применением стальных мембран были проведены испытания в огневой камере двух моделей мембранных покрытий. По

результатам испытаний оболочек тонколистовые покрытия Олимпийских сооружений допущены к эксплуатации без специальных дорогостоящих и трудоемких мероприятий по огнезащите.

Испытаны основные конструктивные узлы, выполненные из материалов реальных конструкций в натуральную величину, показавшие их повышенные запасы прочности. ЦНИИСК им. Кучеренко также проводил и проводит натурные инструментальные на-

блюдения Олимпийских сооружений.

С целью установления действительного характера снегоотложений на покрытиях проводились измерения толщины снегового покрова.

Результаты натурных исследований, а также сопоставление их с теоретическими данными подтвердили правильность принятых расчетных предпосылок и показали высокую надежность Олимпийских сооружений.

УДК 624.074.437.046:(69.003+658.516)

Н. Н. СКЛАДНЕВ, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва),
Э. З. ЖУКОВСКИЙ, д-р техн. наук (МНИИТЭП)

Оптимизация форм пространственных конструкций в строительстве и архитектуре

В общем случае оптимальными конструкциями покрытий общественных зданий с учетом градостроительных и функциональных требований могут быть оболочки некоторой произвольной формы, отвечающей конкретным условиям проектирования.

В теории и практике современного строительства более рациональными оказались составные оболочки сложной формы, образованные пересечением отдельных элементарных поверхностей. При этом само образование составных оболочек как результата компоновки фрагментов разных поверхностей может рассматриваться как эффективный путь оптимизации — поиска некоторой произвольной формы. Этот путь оказался более плодотворным, чем оптимизация оболочек традиционных типов.

Действительно, исследования показывают, что любая произвольная форма оболочек достаточно точно может быть аппроксимирована сочетанием более простых элементов. В работах, выполненных в МНИИТЭП [1], исходная поверхность сборных железобетонных оболочек аппроксимируется сочетанием составляющих оболочек, а последние, в свою очередь, — элементами более низкого уровня. Роль таких элементов играют пологие цилиндрические ребристые плиты. Можно себе представить также и более сложную многоуровневую иерархию в виде аппроксимации элементов, если это целесообразно для решения крупных практических задач, например, для перекрытия весьма больших пролетов.

Для возведения составных оболочек может применяться также и металл — сталь или алюминий. При этом образуется пространственный каркас в виде сетчатой поверхности с треугольными ячейками, который собирается из отдельных стержней, соединяемых с помощью узловых деталей. Задача унификации здесь решается посред-

ством изыскания унифицированных решений узловых соединений и самих стержней. Архитектурные возможности этих конструкций могут использоваться в строительстве зданий и сооружений различного назначения. Основные трудности при этом связаны с проблемой обеспечения устойчивости как в стадии монтажа, так и в стадии эксплуатации, а также со сложностью выполнения узлов с рациональным напряженным состоянием. Только при этих условиях можно реально получить хорошие технико-экономические показатели, которые обуславливаются удачно принятыми геометрическими формами.

Составные железобетонные оболочки из унифицированных элементов практически лишены этих недостатков. При больших пролетах устойчивость обеспечивается линиями сопряжения составляющих оболочек, по которым располагаются жесткие элементы из железобетона или металла.

Задачи о прочности оболочек со сложной поверхностью решаются формулированием вариационного экстремального принципа, справедливого для всей области. При этом в методе конечных элементов искомое решение минимизирует некоторую величину χ , которая определяется как интеграл от неизвестных величин по всей области. Исследуемая область при этом разделяется сеткой дискретизации на подобласти (элементы), отвечающие расчленению на сборные плиты, и искомые функции для каждого элемента записываются в виде $[\Phi] = \{F\}[\Phi]^e$. Здесь $[\Phi]$ может содержать узловые значения функций, соответствующие такому элементу; $\{F\}$ — некоторая матрица, определяющая зависимость функции формы от координат. Минимизацию функционала χ по всем параметрам $[\Phi]$ области определяет система уравнений

$$\frac{\partial \chi}{\partial \Phi} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \chi}{\partial \Phi_1} \\ \frac{\partial \chi}{\partial \Phi_2} \\ \dots \end{bmatrix} = 0. \quad (1)$$

Постулированию утверждения, что функционал равен сумме вкладов отдельных элементов, соответствует

$$\frac{\partial \chi}{\partial \Phi_n} = \sum_{(n)} \frac{\partial \chi^e}{\partial \Phi_n} = 0,$$

где суммирование производится по всем элементам. Ансамбль всех элементов аппроксимирует оболочку произвольной формы с необходимой точностью.

Теоретические исследования [2] показали, что такой подход позволяет учитывать как физические, так и геометрические особенности составных оболочек. При этом принципиально учитывается также и физическая нелинейность [3], которая проявляется при трещинообразовании железобетона, правда, при достаточно высоких порогох нагрузок.

С целью решения задач рационального проектирования построена система типов оболочек [1], в которой при варьировании генеральных геометрических параметров образуются различные модификации составных оболочек, отличающиеся от другой качественной принадлежностью к различным типам или классам конструкций.

Для обобщения свойств системы использован упомянутый выше универсальный аппарат метода конечных элементов. Установление закономерностей изменения напряженно-деформированного состояния конструктивных форм оболочек в зависимости от управляемых параметров (h — высота подъема; a — длина сопрягаемых краев; c — ширина боковых оболочек) позволило разработать методику рационального проектирования составных оболочек.

Методика основана на удовлетворении ряда существенных требований: минимизации деформативности оболочек, изгибающих моментов краевых эффектов в зонах сопряжения составляющих оболочек, главных растягивающих усилий в опорных зонах, нормальных усилий в контурных элементах, а также принципа унификации сборных элементов. Совокупность этих факторов изучена в ходе крупномасштабного комплекса экспериментально-теоретических исследований, выполненных в МНИИТЭП с участием НИИЖБ и ЦНИИСК.

На рис. 1 приведены поля прогибов и максимальных изгибающих моментов краевых эффектов в составной оболочке диаметром 116 м в зависимости от управляемых геометрических параметров при постоянной нагрузке $q=5000$ Н/м², полученные методом конечных элементов и подтвержденные результатами экспериментов на моделях.

На рис. 1, а показано поле прогибов w в зависимости от параметров a и h . Анализ поля прогибов показывает, что за пределами резко выраженной области больших прогибов выявляется характерная область конструктивных форм оболочек с малой деформативностью. При конструктивно максимальной длине сопрягаемых краев ($a = a_{max}$) достигнута меньшая деформативность покрытий типа куполов по сравнению с покрытиями типа висячих. При значениях a , близких к нулю, качественная картина обратная. Эти закономерности подтверждаются также зависимостями для усилий и изгибающих моментов.

Исследования конструкций при различных a и h [1] показали, что при некоторых промежуточных значениях этих параметров в конструктивных элементах возникают минимальные усилия, что имеет большое значение при проектировании. Установлено, что эта возможность реализуется в рамках системы типов оболочек при переходе от конструктивных форм типа куполов к оболочкам типа висячих при изменении управля-

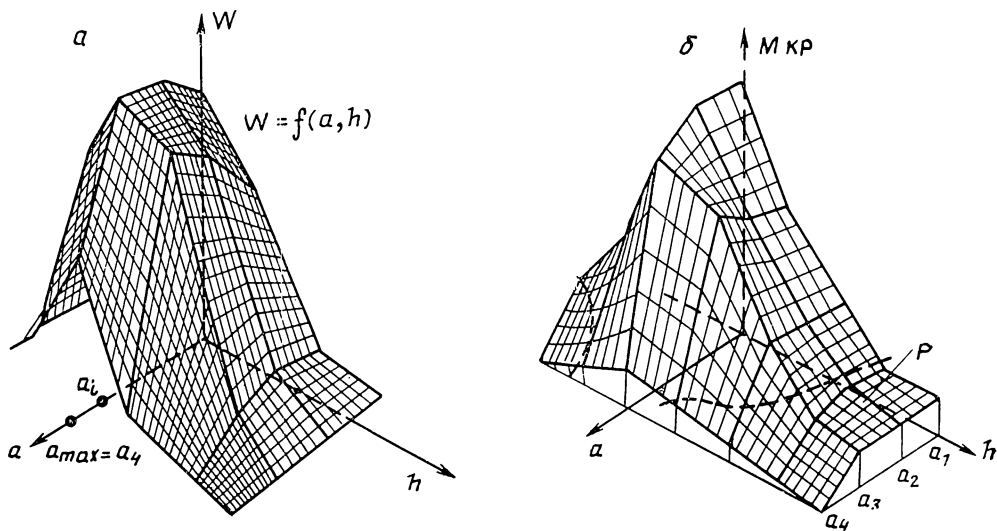


Рис. 1

мого параметра h — расчетной высоты подъема.

На рис. 1, б приведено поле максимальных изгибающих моментов в зонах сопряжения оболочек в зависимости от параметров a и h ; P — область малых значений моментов.

Изучение функции, приведенной на рис. 1, б, показывает, что в рамках исследуемой системы типов оболочек в определенной области она имеет пиковый, экстремальный характер, а за ее пределами значения краевых моментов могут быть незначительны. Следовательно, можно сформулировать условие выбора конструктивных схем, исходя из требования $M_{кр} < M'_{кр}$. Под $M'_{кр}$ при этом понимаются некоторые величины изгибающих моментов, которые могут быть восприняты арматурой ребер оболочек и их монолитных стыков без конструирования специальной армированной набетонки. Такая оболочка может быть признана рациональной конструкцией, удовлетворяющей требованию минимизации краевых эффектов, воспринимаемых конструкцией практически без дополнительных затрат. Несимметричный характер поля краевых моментов указывает на то, что составные оболочки типа куполов и висячих конструкций могут иметь рациональные решения в разных областях параметров, но обязательно при существенных значениях впадушенности. При этом отмечается имеющее практическое значение при конструировании быстрое падение изгибающих моментов

краевых эффектов при сравнительно малых изменениях параметров a и h .

Аналогичным путем может быть получено и проанализировано поле главных растягивающих усилий, исследована возможность получения конструктивных схем, удовлетворяющих требованию $R_{гд} < R'_{гд}$.

Здесь под $R'_{гд}$ понимаются некоторые ограничения, связанные с устройством дополнительных армированных набетонок в опорных зонах оболочек.

Анализ многочисленных конструкторских разработок, выполненных в лаборатории пространственных конструкций МНИИТЭП, показал, что при малом числе типоразмеров унифицированных пологих плит с цилиндрической поверхностью различной конфигурации и номинальных размерах 3×6 м принципиально обеспечивается конструирование составных оболочек разных типов с тороидальной поверхностью положительной и отрицательной гауссовой кривизны. Указанная номенклатура была включена в сборник ТК1-3 Территориального каталога типовых конструкций для строительства в Москве.

Полученные результаты были использованы при проектировании серии общественных и производственных зданий, строящихся в Москве, Московской области, в районе Курской магнитной аномалии, Крыму, Донбассе и других районах.

На рис. 2 показаны конструктивные формы составных оболочек. При назначении параметров составного покрытия универ-

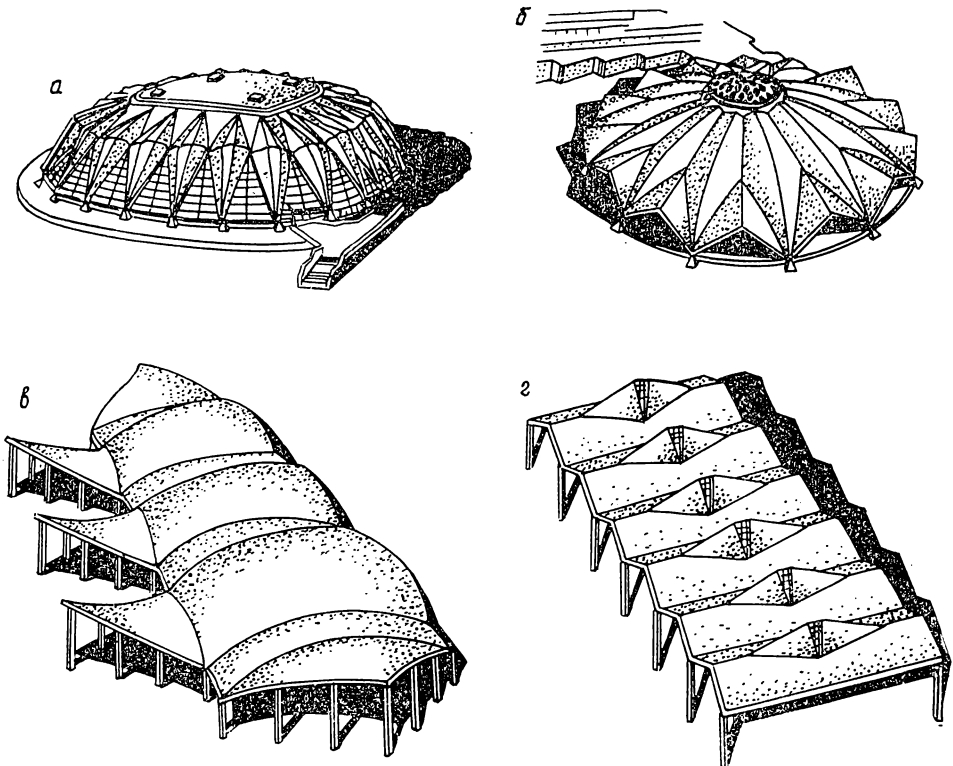


Рис. 2

сального спортивного зала «Дружба» в Лужниках (рис. 2, а) практически удалось избежать краевого эффекта благодаря малому углу перелома срединной поверхности при переходе от центральной оболочки к боковым складчатым оболочкам. Существенно также и то, что краевой эффект был мал, несмотря на сопряжение конструктивных структур, разнородных как по типу поверхности, так и по расположению ребер. Полученный результат был подтвержден исследованием сборной железобетонной модели в масштабе 1:10 по отношению к натурной конструкции.

Несмотря на сложную форму, конструкция оболочки зала «Дружба» с наибольшим пролетом 96 м основана на использовании минимального числа унифицированных крупноразмерных плит. Однако объемно-планировочное решение здания имеет существенный недостаток: наружные витражи расположены в плоскости, совпадающей с внешними поверхностями боковых складчатых оболочек. Максимальное использование объема сооружения при таком решении сопряжено с существенными трудностями в эксплуатации наклонных витражей.

Развитием рациональной формы купольно-складчатой оболочки явилась конструкция крытых рынков в Московском районе Москвы и в Старом Осколе (рис. 2, б). Диаметр оболочки — 72 м. Формообразование этой оболочки в значительной степени подчинено условиям уменьшения изгибающих моментов и нормальных усилий по сравнению с конструкцией, примененной для зала «Дружба». Однако основное преимущество нового варианта купольно-складчатой оболочки связано с оптимизацией общего решения. Образование оболочек консольного типа позволило решить витражи центрального торгового зала вертикальными, разместив по контуру сооружения галерею для летней торговли.

Компоновка покрытия рынка в Киевском районе Москвы (рис. 2, в) с размерами в плане 36×120 м основана на сочетании центральных оболочек положительной гауссовой кривизны и боковых треугольных оболочек положительной и отрицательной гауссовой кривизны. Такое сочетание обеспечило как необходимую площадь, так и рациональный объем торговых залов. При этом в контурных элементах треугольных оболочек получены минимальные значения нормальных сил, а, следовательно, и экономичные сечения. При конструировании составной оболочки со сложным планом здесь впервые получено сквозное унифицированное решение фрагментов разных поверхностей на основе единой номенклатуры цилиндрических плит.

Приведенные выше конструкции купольно-складчатых оболочек (рис. 2, а и 2, б) основаны на использовании идеи складчатой оболочки — элемента складчатого профиля с криволинейными гранями. Отметим, что такие оболочки из унифицированных плит позволяют получить решения, рациональные как в стадии эксплуатации, так и в стадии монтажа.

Дальнейшее развитие концепции формообразования из складчатых укрупненных элементов приводит к новому виду конструкций для массового строительства. На рис. 2, г показано помещение производственного назначения в Московской области. Складчатые оболочки, приведенные на рисунке, позволяют компоновать залы и здания с прямоугольным планом пролетом до 24 м включительно. Эти конструктивные формы основаны на использовании комбинаций прямоугольных и треугольных унифицированных цилиндрических плит. Применение такой номенклатуры плит дает возможность скомпоновать в центральной части складок сводчатые элементы в виде составных многогранных оболочек. Использование идеи центральных оболочек позволяет значительно увеличить плечо внутренней пары сил и резко уменьшить расход продольной арматуры в нижней зоне по сравнению с традиционными конструкциями складок. Рассмотренное решение разработано по заданию Госагропрома как опытная конструкция для перекрытия помещений зданий мясоперерабатывающей промышленности в Московской области.

Таким образом, наряду с решениями многоволновых оболочек положительной гауссовой кривизны из унифицированных цилиндрических плит (рис. 2, в), складчатые оболочки в разных комбинациях обеспечивают необходимую универсальность решения сборных железобетонных пространственных конструкций как для зданий массового строительства, так и для уникальных большепролетных сооружений.

Общую концепцию разнообразия конструктивных форм дополняют предлагаемые составные складчатые покрытия типа висячих оболочек, приведенные на рис. 3, а и 3, б. На рис. 3, а показана конструктивная форма оболочки, в которой нижние ребра складок совмещены с верхними поясами радиальных вантовых ферм, при этом нижние пояса ферм расположены ниже складчатой системы; на рис. 3, б — комбинированная конструкция, в которой складки играют роль своеобразных ребер жесткости, подкрепленных вантами.

Расчеты показывают, что применение гибких вантовых ферм в сочетании с оболочками складчатого профиля приводит к повышению пространственной жесткости и к компенсации усилий в верхних элементах ферм, поскольку они одновременно жаты как верхние пояса контуров оболочек. Складчатые оболочки могут иметь треугольный или трапециевидный профиль, они собираются из прямоугольных, трапециевидных и треугольных унифицированных цилиндрических плит.

Разработано предложение по сталежелезобетонной структуре типа «оболочки — ванты» для зданий большого пролета с произвольной формой плана (рис. 3, в, г). Верхний пояс такой структуры образован произвольным сочетанием оболочек положительной гауссовой кривизны с треугольным планом, а нижний пояс и раскосы — элементами стальных шпренгелей, установленных для выполнения укрупнительной

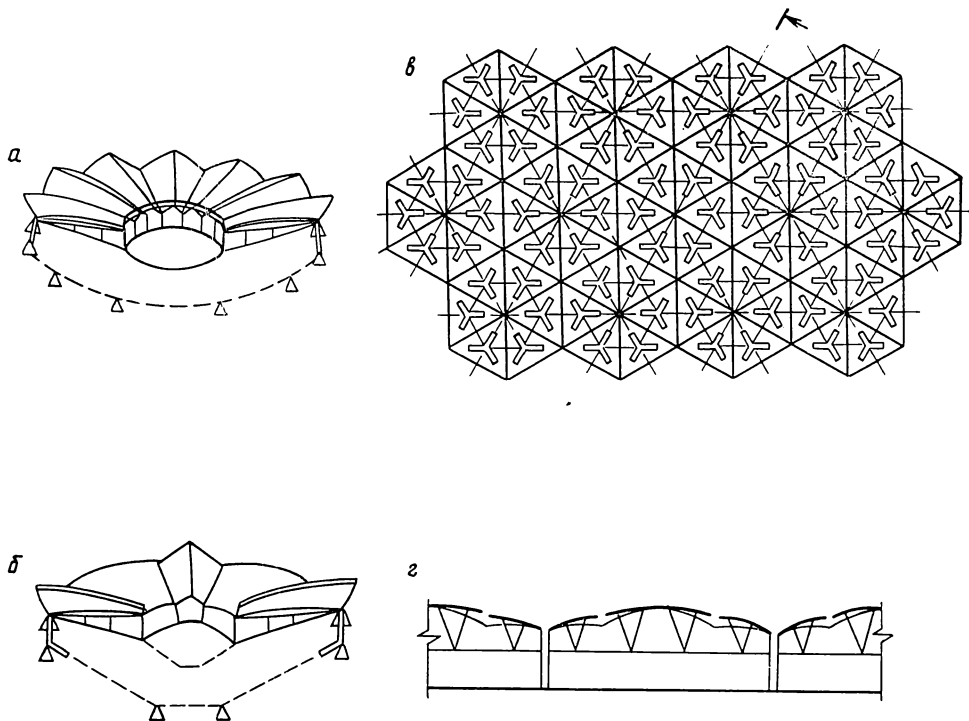


Рис. 3

сборки. Комбинация затяжек этих шпренгелей и дополнительных элементов позволила организовать «сотовую» систему нижнего пояса структуры.

Рассмотренное предложение может быть применено в проектных решениях сооружений различного назначения, предназначенных для возведения в районах Крайнего Севера и Сибири со сложными грунтовыми условиями, поскольку план конструкции произволен, а расстояния между колоннами могут достигать 150...200 мм.

Системный подход [1] позволяет при развитии проблемы составных оболочек использовать более общий, интегральный подход к оптимальному проектированию [4, 5].

Целевая функция задачи строится с рассмотрением всей совокупности расходов на стадиях изготовления, транспортировки, монтажа и эксплуатации сооружений. Главным критерием оптимальности при этом являются приведенные затраты. Именно эта целевая функция строится и анализируется при соблюдении условий прочности и жесткости составных оболочек. Построены также и частные целевые функции (расчетная себестоимость, расходы металла и бетона). Так, расход металла на возведение составной оболочки как функция управляемых параметров a , h , c может быть представлен в общем виде

$$G = \sum_{(n)} \left(\frac{\gamma K_k}{R} \right)_n \times \times \psi_n(a, c, h) F_n(a, c, h). \quad (2)$$

Здесь K_k — некоторый коэффициент, принимаемый по разработкам оболочек и учитывающий увеличение расхода металла на конструктивную арматуру, закладные детали, накладки, ребра жесткости.

Расход металла на составную оболочку представляет собой сумму произведений двух функций, одна из которых зависит от геометрических параметров a , c , h , а другая — от усилий, определяющих размеры поперечного сечения элемента оболочки и зависящих от указанных параметров, причем суммирование производится по всем элементам оболочки.

Постановка даже более простой однопараметрической задачи, связанной с изменением одного из управляемых параметров, имеет существенное практическое значение. Ход решения задачи при этом следующий.

В результате расчета исследуемых составных оболочек МКЭ в модификации метода перемещений при фиксированных значениях управляемых параметров определяют значения нормальных сил и изгибающих моментов во всех конструктивных элементах. В соответствии с условиями прочности, сформулированными в СНиП в зависимости от вида напряженного состояния элемента, определяется необходимый для удовлетворения условий прочности расход материалов. Далее рассматриваются ограничения, накладываемые на параметры задачи деформативностью конструкций. Ограничение максимальных прогибов конструкций проводится в зависимости от класса сооружений (купол или висячее покрытие).

Для решения поставленной условно-эк-

стремальной задачи необходимо построить аналитические зависимости, аппроксимирующие функции, полученные численным путем. Для этого можно использовать кубические сплайн-функции, интерполирующие заданные точки. Таким образом, задача сводится к определению минимума сложной однопараметрической функции при наличии упомянутых ограничений на деформативность конструкций. Задача легко решается с помощью ЭВМ.

Практика проектирования показала, что оптимизация оболочек таким более общим

методом в ряде случаев дает результаты, близкие к получаемым на основе рассмотрения совокупности более частных критериев, указанных выше, что свидетельствует о допустимости и такого подхода.

Таким образом, изложенный комплексный подход позволил разработать принципы оптимального формообразования пространственных конструкций, при использовании которых обеспечивается разнообразие архитектурных решений в городской застройке на современном индустриальном уровне.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Жуковский Э. З. Выбор рациональных типов составных оболочек нового вида // Стронт. механика и расчет сооружений. — 1984. — № 5. — С. 55—59.
2. Жуковский Э. З. Применение метода конечных элементов для учета физических особенностей составных оболочек. ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре // Жилищно-гражданское строительство. — М., 1985. — Вып. 10. — С. 1—22.
3. Супоницкий Л. М. Вычислительный комплекс ФИНИК для исследования напряженно-деформированного состояния пространственных тонкостенных железобетонных и металлических конструкций с учетом физической нелинейности // Пространственные конструкции общественных и производственных зданий. — М., 1985. — С. 113—127.
4. Складнев Н. Н. Проблемы оптимального проектирования железобетонных конструкций // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1976. — № 10. — С. 3—20.
5. Складнев Н. Н. Построение критерия оптимальности при оптимизации железобетонных конструкций и сооружений с учетом требований экономичности, технологичности, надежности и долговечности // Железобетонные элементы и конструкции пространственно-деформируемых систем. — М., 1976. — С. 140—147.

УДК 728.1.011.27.003.1

П. Ф. ДРОЗДОВ, д-р техн. наук, проф. (МИСИ им. В. В. Куйбышева)

Ресурсосберегающее проектирование многоэтажных зданий

За последние семьдесят лет городское население в нашей стране возросло более чем в 6 раз. Это определило масштабы жилищного строительства, когда за каждые 20 послевоенных лет жилой фонд увеличился в 2—2,5 раза.

В двенадцатой пятилетке предусмотрен дальнейший рост строительства жилья, значительно перекрывающий объем, установленный XXVII съездом КПСС. Это требует новых подходов к использованию имеющихся ограниченных материальных ресурсов, обязывает совершенствовать проектные решения и методы расчета зданий. Пути решения указанных задач, по-видимому, таковы: применение новых эффективных материалов и технологий; совершенствование конструктивной формы зданий; использование скрытых резервов в методах расчета.

1. Сложившаяся в последние десятилетия традиционная конструктивная форма многоэтажного здания — панельного или каркасного — имеет ряд недостатков. Не касаясь оценки архитектуры зданий, отметим лишь наиболее значимые инженер-

ные изъяны их. При обычном плане в виде узкого вытянутого прямоугольника эти здания не экономны по теплоэнергетическим эксплуатационным затратам из-за большой удельной поверхности наружных ограждений на единицу площади этажа. Они не экономны также по расходу бетона и стали, так как все сборные элементы рассчитываются и работают как отдельные стержни или пластины, а их сопряжения, тем не менее, требуют дополнительного расхода стали. Во многих случаях требуется также их специальное армирование на монтажно-транспортные усилия. Использование этих традиционных конструктивных форм для перспективных зданий высотой в 30—50 этажей было бы неэффективно. Между тем, поставленная задача — предоставить каждой семье отдельную квартиру, требующая дальнейшего роста объемов жилищного строительства, при ограниченности территорий городов, делает необходимым увеличение этажности городской застройки.

Для высокого здания предпочтительна конструктивная форма в виде квадратной или круглой в плане башни с центральным

коммуникационным монолитным ядром и панельной, каркасной или монолитной обстройкой. Для такой формы отношение периметра наружных ограждений к площади этажа минимально и поэтому здания такой формы экономны в эксплуатации.

Применение монолитного бетона при индустриальном возведении (инвентарная опалубка, механизированные транспорт и укладка бетона) приводит к экономии стали за счет исключения стыковых соединений и отсутствия армирования по условиям транспорта и монтажа. Жесткость узлов и неразрезность элементов монолитных конструкций позволяют дополнительно экономить цемент и сталь.

Система с центральным несущим ядром при сборной обстройке может возводиться методом подъема по ядру многоэтажных секций (рис. 1), монтируемых на специальных опорных конических элементах 1 на уровне земли [1]. Для обстройки в каждой поднимаемой секции используются крупнопанельные легкие элементы. Число поднимаемых поочередно многоэтажных секций 2, а значит и общая высота (этажность) здания определяются только несущей способностью ядра и могут быть любыми в пределах реальных градостроительных требований. Здесь реализуется принцип концентрации материала в основной несущей конструкции — монолитном ядре-стволе.

Такая конструктивная форма может быть получена также при монтаже многоэтажных секций на конических опорных элементах, заранее укрепленных на ядре. В этом варианте используются более легкие подъемные механизмы, но монтаж сборной обстройки ведется на проектных отметках [2].

Возможны, конечно, и другие технические решения этой конструктивной формы многоэтажного здания, но во всяком случае должен быть сохранен принцип независимости основной капитальной конструкции от сменной обстройки, позволяющий учитывать изменяющиеся требования к жилью при увеличивающейся этажности зданий.

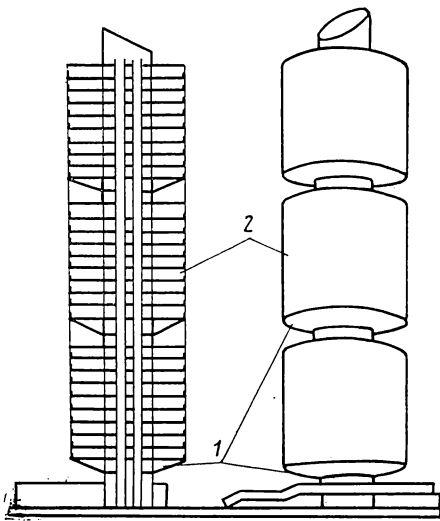


Рис. 1

2. Массовая безаварийная эксплуатация многоэтажных жилых домов в течение нескольких десятков лет говорит о наличии резервов прочности и надежности в их конструкции. Жилые дома морально устаревают задолго до их физического износа. Срок их службы до реконструкции или сноса постоянно сокращается. Таковы, например, пятиэтажные дома, построенные в больших объемах в конце 50-х — начале 60-х годов. Они занимают значительные территории во многих городах, но по своим эксплуатационным качествам не удовлетворяют современным требованиям. Их моральный износ опережает физический, потому что до сего времени не только не решена, но и не поставлена важнейшая задача назначения срока службы жилых домов (как, впрочем, и других сооружений) и обоснования вытекающих отсюда требований к их капитальности. Такие критерии позволили бы экономить ресурсы и средства как на возведение этих объектов, так и на ликвидацию их после морального устаревания. Излишняя капитальность морально устаревших зданий породила в настоящее время новые проблемы: надстройки их с помощью несущего «футляра», одеваемого на старое пятиэтажное здание, либо сноса с минимальным нарушением экологии и наибольшим использованием отходов и деталей от разборки. Эти проблемы ждут своего решения, но их появление предупреждает о необходимости соответствия капитальности зданий сроку их службы и удобству ликвидации или реконструкции после морального износа.

Трудность определения сроков службы жилых домов еще раз доказывает целесообразность создания такой конструктивной формы, которая допускала бы различные степени капитальности: для основных долговременных конструкций и непосредственно для жилых ячеек, сравнительно легко и безотказно сменяемых или реконструируемых. Снижение капитальности этих легких обстроек позволит существенно экономить средства и материалы.

3. В сложных пространственных железобетонных системах, какими являются многоэтажные здания, неизбежно возникают эффекты, которые дают возможность экономии материалов, но обычно не учитываются при проектировании. Речь идет о распорах и других особенностях работы конструкций в условиях стеснения деформаций.

Распоры возникают вследствие трехмерности всех конструктивных элементов. Так, например, перемычка, поворачиваясь в плоскости стены, при перекосе создает распор между столбами, так как пролет перемычки короче ее диагонали. В обычной одномерной, стержневой схеме этот эффект обнаружить не удается.

Плиты перекрытий, рассматриваемые обычно как двумерные пластины, в действительности имеют третье измерение — толщину, благодаря которой при неизбежной стесненности перемещений создается распор в плоскости плиты. Тоже происходит с балками и со всеми другими элементами несущей системы здания, являющимися существенно трехмерными, в отличие от их ли-

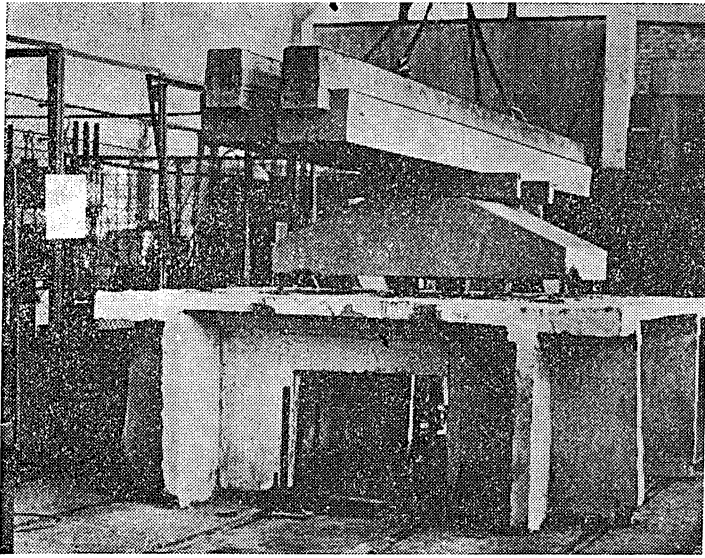


Рис. 2

нейных и плоскостных расчетных схем. Если в сборных конструкциях возникает все же некоторая подвижность соединений, уменьшающая распоры, то в монолитных распор проявляется в полной мере. Все эти конструкции могут армироваться намного экономнее, чем требуется по традиционному расчету, не учитывающему распор.

Монолитная плита размером в плане 2×2 м и толщиной 7 см, показанная на рис. 2, вообще не армирована. Во время испытания в лаборатории железобетонных конструкций МИСИ им. В. В. Куйбышева она выдержала без каких-либо повреждений равномерную нагрузку более 40 кН/м^2 . Разрушить ее удалось лишь сосредоточенной нагрузкой, превышающей 90 кН. В данном случае распор был усилен тем, что плита выполнялась из напрягающего бетона, а в стенах по всему их периметру были забетонированы на уровне низа плиты предварительно напряженные железобетонные бруски сечением 5×5 см, армированные одним стержнем диаметром 10 мм класса A_7V .

Созданные распором мембранные усилия вызвали сжатие плиты в своей плоскости, особенно у ее нижней поверхности. Накладывающиеся затем изгибные напряжения от расчетной вертикальной нагрузки не превосходят напряжения сжатия, в результате чего нижняя поверхность плиты остается сжатой. Это позволяет не армировать поле плиты и придает ей высокую несущую способность [3].

Описанный опыт подтверждает большие возможности экономии стали при учете распора. Для 16-этажного монолитного дома учет распора позволяет в 15—20 раз уменьшить расход арматуры против действующего норматива. Отсутствие арматуры в перекрытиях и стенах (за исключением брусков) создает удобства для утилизации отходов — бетонного щебня после разборки морально устаревших зданий. Дробленый бетон (без арматуры) может быть эффективно использован для нужд строительства.

4. На экономию материальных ресурсов влияют также особенности работы железобетонных конструкций в стесненных условиях деформирования, которые обычно не учитываются. По мере роста нагрузки и приближения ее к предельному значению в железобетонных сооружениях возникают критические зоны. Они характеризуются развитием трещин на участках растяжения и переходом сжатых участков в пластическую и псевдопластическую стадии (т.е. выходом на нисходящие ветви диаграмм деформирования), что влечет за собой снижение усилий в критических зонах и перераспределение этих усилий на другие зоны сооружения, работающие еще на восходящей ветви диаграммы. Этот процесс не приводит к немедленному разрушению сооружения, так как в статически неопределимой пространственной несущей системе многоэтажного здания деформации и перемещения критических зон ограничены соседними, еще неповрежденными зонами (элементами). Разрушение всей системы наступает тогда, когда переход в запредельную область элементов или связей превращает сооружение в механизм. Это наглядно иллюстрируют результаты испытаний моделей вертикальных диафрагм и ядер жесткости (рис. 3), проведенных в МИСИ им. В. В. Куйбышева. В этих испытаниях перемычки над проемами как связи сдвига получали значительные повреждения, однако не разрушались. Накопление их деформаций приводило к созданию новых критических зон в опорных сечениях столбов, после чего разрушалась вся система. Первоначально трещины возникали в наиболее напряженных перемычках. При этом уменьшались жесткость этих перемычек и воспринимаемые ими перерезывающие силы. В то же время эти силы возрастали в еще не треснувших перемычках, увеличивались прогибы системы и изгибающие моменты в столбах. Таким образом, с ростом нагрузки перераспределились усилия во всех элементах системы и

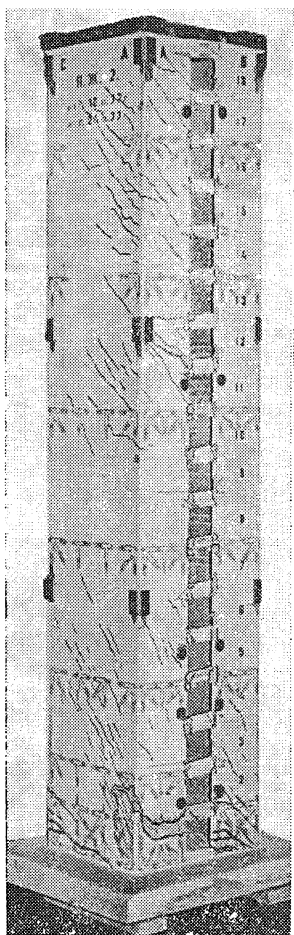


Рис. 3

изменялось расположение критических зон, приводящих к разрушению.

Полная диаграмма деформирования перемычек ($Q-\Delta$) включает восходящую и нисходящую ветви. После перехода через Q_{max} снижение перерезывающей силы Q происходит постепенно и перемычка продолжает участвовать в работе системы. Наиболее полные диаграммы (рис. 4) наблюдаются в тех перемычках, в которых трещины возникали в первую очередь. По мере перехода на нисходящую ветвь остальных перемычек протяженность полных диаграмм для них сокращается. Это происходит оттого, что снижается степень стеснения их деформаций. Последняя оставшаяся перемычка (верхняя) разрушилась без нисходящей ветви. Полная несущая способность испытанной диафрагмы превысила почти на 30 % ту, которая соответствовала достижению предельного сопротивления первой перемычкой.

Другие опыты со сборными диафрагмами из колонн и стенок с проемами, объединенных металлическими связями (рис. 5), показали, что критические зоны сначала образуются в узлах примыкания перемычек к столбам, но затем диафрагмы разрушаются по металлическим связям между

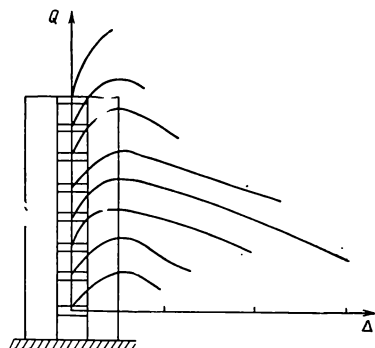


Рис. 4

колоннами и стенками. Беспроемные диафрагмы также разрушались по связям. Вертикальная нагрузка прикладывалась к стенкам и передавалась через связи на колонны. Горизонтальная нагрузка создавалась ручным домкратом с постоянной скоростью деформирования и контролем величины внешнего усилия, что позволило получить графики прогиба диафрагм с явно выраженными нисходящими ветвями (рис. 6).

Графики прогиба в стесненных условиях целых диафрагм подобны диаграммам деформирования бетонных призм или отдельных элементов (перемычек). Графики показывают, что в пространственной несущей системе здания диафрагмы, находящиеся в менее благоприятных (критических) условиях, будут переходить на нисходящие ветви деформирования раньше, чем другие, но сохраняют способность нести некоторую сниженную долю нагрузки и, следовательно, участвовать в общем сопротивлении всей системы. В результате повышается несущая способность системы по сравнению с той, которая отвечала бы максимальному сопротивлению только наислабейшей диафрагмы, так как снимающаяся с нее нагрузка перераспределяется дисками перекрытий на остальные еще работоспособные диафрагмы или ядра. Рассмотренный процесс подобен процессу в неразрезной или защемленной балке, когда образование первого пластического шарнира (критической зоны) не означает исчерпания несущей способности — нагрузка еще может быть повышена до возникновения других шарниров, превращающих систему в механизм.

Приведенные результаты показывают, что в правильно организованной несущей системе многоэтажного здания не только ни один элемент, но и ни одна сложная конструкция (диафрагма, ядро, перекрытие) не могут разрушиться независимо от других элементов (конструкций) при достижении своих предельных сопротивлений. Вследствие взаимосвязанности в стесненных условиях деформирования они продолжают участвовать в общей работе несущей системы, сохраняя некоторую долю своей несущей способности впредь до выхода в запредельную область всех критических зон системы, определяющих ее полное предельное сопротивление. Поэтому несущая способность всей системы здания значительно превышает ту, которую можно найти эксперименталь-

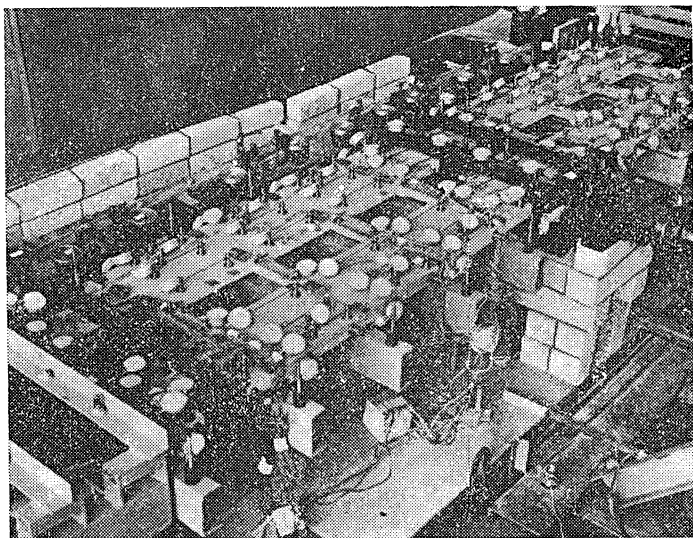


Рис. 5

но или из расчета отдельного наиболее слабого элемента или конструкции. Такие здания следует рассчитывать целиком как единые системы в нелинейной постановке на основе полных диаграмм деформирования и с учетом процесса перераспределения усилий между элементами и между несущими конструкциями в области их нелинейного деформирования. При таком расчете можно использовать действующие программы для ЭВМ, например, АВТОРЯД ЕС 2 (МИСИ им. В. В. Куйбышева) или ПРЕСС (ЦНИИЭП торговых зданий и туристских комплексов). Однако разработку машинных методов расчета несущих систем многоэтажных зданий в нелинейной постановке пока нельзя считать завершенной.

Разумеется, во многих случаях возможность нормальной эксплуатации здания будет определяться условиями второй группы предельных состояний, но несущая способность все же останется важнейшей характеристикой пригодности здания к эксплуатации в экстремальных условиях и потому ее определение, очевидно, необходимо.

5. Из сказанного видно, что неизбежный рост этажности и объема городской застройки требует отыскания целесообразной конструктивной формы многоэтажного здания и реализации резервов экономии материальных ресурсов.

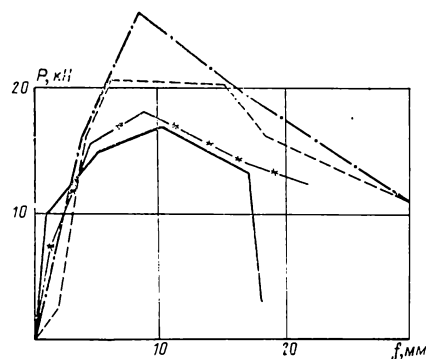


Рис. 6

Некоторые предложения в этих направлениях обосновываются в данной статье. Среди них: использование напрягающего бетона и преднапряженных брусьев в монолитном домостроении; учет распора и полных диаграмм деформирования бетона, железобетонного элемента и сложной несущей конструкции в пространственных несущих системах многоэтажных зданий; использование формы высокого здания, отвечающей минимуму теплоэнергетических затрат и соответственно капитальности здания его сроку службы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. А. с. 853031. МКл³ Е04В 1/35. Способ строительства высотного здания // Открытия. Изобретения. — 1981. — № 29.
2. А. с. SU 1188274 А Е04В 1/35; Е04С 21/14. Способ возведения многоэтажного здания с ядром жесткости методом подъема этажей // Открытия. Изобретения. — 1985. — № 40.
3. Заявка 4055020/31—33, МКл⁴ Е04В 1/16. Многоэтажное здание (Положительное решение ВНИИГПЭ от 24.03.87).

Г. А. ГЕНИЕВ, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Физические зависимости и определяющие уравнения для бароупругой среды

В статье приводятся физические зависимости и система определяющих уравнений для трехмерной статистической задачи деформационной теории бароупругой среды, математическая модель которой является модификацией уравнений теории идеально упругого тела, где модуль упругости при сдвиге G не является константой, а представляет собой линейную функцию среднего напряжения σ (гидростатического давления).

$$G = G(\sigma) = G_0 - \delta \sigma, \quad (1)$$

где $\sigma = (1/3)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = (1/3)(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$.

G_0 — начальный модуль сдвига, соответствующий $\sigma=0$; δ — безразмерная величина, являющаяся константой среды, определяемая экспериментально.

Влияние среднего напряжения на сопротивление сдвигу проявляется для целого ряда реальных сред и материалов, в том числе для грунтов, сыпучих тел, горных пород, бетона, некоторых видов сплавов. При $\sigma < 0$ (случай сжатия) с ростом абсолютного значения σ происходит увеличение модуля сдвига G ; при $\sigma > 0$ (случай растяжения) происходит разуплотнение материала, приводящее к снижению модуля G . Из зависимости (1) следует, что с увеличением внешней нагрузки, даже в случае простого активного нагружения, имеет место непрерывное изменение (увеличение или снижение) величины модуля сдвига. В этом смысле рассматриваемая здесь модель бароупругой среды отличается от исследованной в [1]—[3] модели жесткоупругой среды, для которой величина модуля сдвига определялась зависимостью

$$G = G(\sigma/T) = G_0/(1 + \lambda),$$

где $\lambda = f\sigma/T$, $f < 1$ — безразмерная константа; T — интенсивность касательных напряжений, и при простом активном нагружении ($\sigma/T = \text{const}$) значение G в каждой точке среды оставалось постоянным.

При формулировке основных физических зависимостей для бароупругой среды будем исходить из предположений о коаксиальности и подобии девиаторов напряжения и деформации и пропорциональности относительной объемной деформации θ и среднего напряжения. Определяя переменный в процессе нагружения коэффициент подобия девиаторов $G(\sigma)$ в соответствии с зависимостью (1), будем иметь

$$\sigma_m - \sigma = 2(G_0 - \delta\sigma)(\varepsilon_m - \varepsilon); \quad \tau_{mn} = 2(G_0 - \delta\sigma)\varepsilon_{mn}, \quad (2)$$

где σ_m , τ_{mn} — компоненты тензора напряжения; ε_m , ε_{mn} — компоненты тензора деформации; $\varepsilon = \theta/3 = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)/3$ — средняя деформация;

$$\sigma = K\theta/3 = K\varepsilon. \quad (3)$$

Здесь $K = \text{const}$ — объемный модуль упругости.

С учетом зависимости (3) перепишем соотношения (2) в форме, где компоненты тензора напряжения выражены через компоненты деформации, связанные известными соотношениями с перемещениями u_m .

$$\sigma_m = K\varepsilon + 2(G_0 - \delta K\varepsilon) \left(\frac{\partial u_m}{\partial x_m} - \varepsilon \right); \quad \tau_{mn} = (G_0 - \delta K\varepsilon) \left(\frac{\partial u_m}{\partial x_n} + \frac{\partial u_n}{\partial x_m} \right), \quad (4)$$

$$m, n = x, y, z; \quad m \neq n.$$

Инвариантная форма соотношений (2) или (4) имеет вид

$$T = (G_0 - \delta\sigma) \Gamma = (G_0 - \delta K\varepsilon) \Gamma, \quad (5)$$

где Γ — интенсивность деформаций сдвига.

Получим также зависимости между модулем линейной деформации (аналогом модуля Юнга) $E = E(\sigma)$, коэффициентом поперечного расширения $\nu = \nu(\sigma)$ и модулями $G(\sigma)$ и K . Из очевидных соотношений

$$E(\sigma) = 2[1 + \nu(\sigma)]G(\sigma), \quad E(\sigma) = [1 - 2\nu(\sigma)]K$$

найдем

$$\nu = \nu(\sigma) = \frac{1}{2} \frac{1 - 2G(\sigma)/K}{1 + G(\sigma)/K}; \quad E = E(\sigma) = \frac{3G(\sigma)}{1 + G(\sigma)/K}. \quad (6)$$

Таким образом, величины ν и E являются дробнолинейными функциями среднего напряжения. Предельный переход к несжимаемой бароупругой среде ($K \rightarrow \infty$) определяет $\nu \rightarrow 1/2$, $E(\sigma) \rightarrow 3G(\sigma)$.

Получим систему определяющих дифференциальных уравнений для бароупругой среды, записанную в перемещениях, являющуюся аналогом уравнений Ламе для идеально упругого тела. Подставив физические зависимости (4) в дифференциальные уравнения равновесия трехмерной статической задачи, получим искомую систему трех квазилинейных дифференциальных уравнений второго порядка относительно трех подлежащих определению функций u_x, u_y, u_z . Выпишем для краткости лишь одно из них, соответствующее проекциям сил на ось x

$$[K + (G_0 - \delta K \epsilon)] \frac{\partial \epsilon}{\partial x} + (G_0 - \delta K \epsilon) \nabla^2 u_x - 2 \delta K \left[\left(\frac{\partial u_x}{\partial x} - \epsilon \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial x} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y} \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial y} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z} \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial z} \right] + F_x = 0. \quad (7)$$

Векторная форма записи системы уравнений (7) имеет вид

$$[K + (G_0 - \delta K \epsilon)] \text{grad } \epsilon + (G_0 - \delta K \epsilon) \nabla^2 U - 2 \delta K D_{\epsilon} \text{grad } \epsilon + F = 0,$$

$$\text{где } \text{grad } \epsilon = \frac{\partial \epsilon}{\partial x} i + \frac{\partial \epsilon}{\partial y} j + \frac{\partial \epsilon}{\partial z} k,$$

$$\nabla^2 U = \nabla^2 u_x i + \nabla^2 u_y j + \nabla^2 u_z k = \text{grad div } U - \text{rot rot } U,$$

$D_{\epsilon} \text{grad } \epsilon$ — произведение симметричного тензора — девиатора деформации на вектор градиент ϵ , $F = F_x i + F_y j + F_z k$ — вектор объемной силы.

При рассмотрении плоского напряженного состояния бароупругой среды ($\sigma_z = 0$, $\tau_{yz} = 0$, $\tau_{zx} = 0$) в случае отсутствия объемных сил, компоненты тензора деформации $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_{xy}$ выражаются через функцию напряжения ϕ на основании (2), (3) и соотношения $\sigma = \nabla^2 \phi / 3$ следующими зависимостями

$$\epsilon_x = [(\partial^2 \phi / \partial y^2) - \nabla^2 \phi / 3] / 2G + \nabla^2 \phi / 3K; \quad \epsilon_y = [(\partial^2 \phi / \partial x^2) - \nabla^2 \phi / 3] / 2G + \nabla^2 \phi / 3K; \quad (8)$$

$$\epsilon_{xy} = -(\partial^2 \phi / \partial x \partial y) / 2G, \quad G = (G_0 - \delta \nabla^2 \phi / 3).$$

После подстановки (8) в условие неразрывности деформаций

$$(\partial^2 \epsilon_y / \partial x^2) + (\partial^2 \epsilon_x / \partial y^2) = 2 (\partial^2 \epsilon_{xy} / \partial x \partial y)$$

легко получить дифференциальное уравнение четвертого порядка относительно искомой функции ϕ (аналог бигармонического уравнения плоской задачи теории упругости). Это уравнение, а также система (7) имеют более простую структуру, чем соответствующие им уравнения в теории жесткоупругой среды [1], что заметно упрощает решения тех или иных задач в перемещениях или в напряжениях при использовании численных методов.

При одноосном напряженном состоянии $\sigma = \sigma_x / 3$, и зависимость между осевой деформацией и напряжением записывается на основании (6) в форме

$$\epsilon_x = [1 + (G_0 - \delta \sigma_x / 3) / K] \sigma_x / 3 (G_0 - \delta \sigma_x / 3).$$

При $\sigma_x > 0$ (одноосное растяжение) с увеличением σ_x происходит уменьшение модуля линейной деформации; при $\sigma_x < 0$ (одноосное сжатие) с увеличением $|\sigma_x|$ происходит увеличение E , характеризующее уплотнение и упрочнение материала; $E(0) = 3G_0 / (1 + G_0 / K)$.

На рисунке показаны зависимости (5) между инвариантами T и Γ для бароупругой среды, соответствующие случаям простого нагружения при различных значениях коэффициента $\psi = n_{\sigma} / n_T$

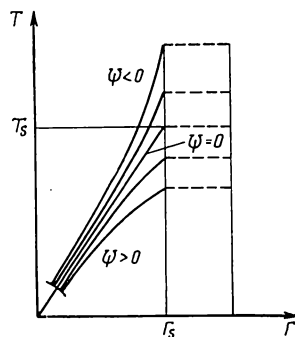
$$T = G_0 \Gamma / (1 + \delta \psi \Gamma),$$

где $T = n_T q$; $\sigma = n_{\sigma} q$; $n_T > 0$; $n_{\sigma} \geq 0$; q — параметр внешней нагрузки.

Для нехрупких материалов, способных к пластическому деформированию при достижении интенсивности деформаций сдвига определенного уровня $\Gamma = \Gamma_s$, из зависимости (5) следует условие пластичности Мизеса — Шлейхера — Боткина

$$T = T_s - f \sigma, \quad (9)$$

где $T_s = G_0 \Gamma_s$ — предел текучести при чистом сдвиге; $f = \delta \Gamma_s$ — аналог коэффициента внутреннего трения.



На рисунке зависимости (9) показаны штриховыми линиями. На них τ и σ сохраняют постоянные значения, соответствующие моменту начала роста пластических деформаций.

Для хрупких материалов условие (9) можно трактовать как критерий прочности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Генцев Г. А. Об одном варианте теории сыпучей среды // Строит. механика и расчет сооружений. — 1965. — № 6. — С. 22—26.
2. Генцев Г. А. Напряженно-деформированное состояние жестко-упруго-пластической среды при сложном нагружении // Строит. механика и расчет сооружений. — 1967. — № 2. — С. 4—6.
3. Генцев Г. А. К вопросу о постановке смешанной задачи теории упругости и статике сыпучей среды // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1966. — № 5. — С. 5—7.

УДК 624.073.422.11.044.3

М. И. ЕРХОВ, д-р техн. наук, проф. (Университет дружбы народов им. П. Лумумбы),
 А. В. СТАРОВ, канд. техн. наук (Волгоградский инженерно-строительный институт)

Большие перемещения идеально пластической круглой пластинки с шарнирно неподвижным краем

Разработка корректных методов решения задач деформирования тонкостенных конструкций с учетом больших перемещений и неупругой работы материала на основе модели жесткопластического тела является важной задачей теории идеальной пластичности. Использование жесткопластической модели позволяет избежать математических сложностей, возникающих при решении упругопластических задач, и получить приемлемые по точности решения, которые удовлетворительно подтверждаются экспериментом.

Возможность получения решений соответствующих задач для круглых пластинок, с той или иной степенью удовлетворяющих исходным соотношениям и уравнениям идеально пластических оболочек, исследована многими авторами. Приведенное в [1] решение задачи о деформировании круглой пластинки с шарнирно неподвижным опиранием края наиболее предпочтительно благодаря удовлетворению условиям совместности для слабых разрывов на нестационарных границах раздела пластических режимов, однако в этом решении не рассматривается поле скоростей радиальных перемещений.

Найдем полное решение соответствующей задачи, используя поверхность текучести для оболочек со сплошным однослойным сечением, построенную на основе условия пластичности Мизеса [2]

$$m_1^2 - m_1 m_2 + m_2^2 + n_1^2 - n_1 n_2 + n_2^2 = k^2, \tag{1}$$

где $m_i = M_i / \sigma_s h^2$, $n_i = N_i / 2 \sigma_s h$ — изгибающие моменты и нормальные силы; $2h$ — толщина пластинки; σ_s — предел текучести материала; $i=1,2$; 1,2 — индексы радиального и кольцевого направлений.

В дальнейших расчетах принимается $k^2 = 1$.

Сечение поверхности (1) плоскостями $n_1 = n_2 = n$ представляет собой эллипс текучести (рис. 1)

$$m_1^2 - m_1 m_2 + m_2^2 = k^2 - n^2, \tag{2}$$

линейная аппроксимация которого есть шестиугольник текучести, вписанный в эллипс (2).

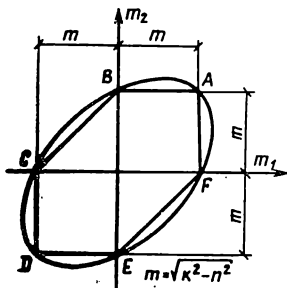


Рис. 1

Скорости деформаций и скорости изменения кривизн срединной поверхности имеют вид:

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_1 &= h^2/4 \rho_0^2 (d \dot{u}/d \rho + d w/d \rho d \dot{w}/d \rho); \\ \dot{\epsilon}_2 &= (h^2/4 \rho_0^2) \dot{u}/\rho; \quad \dot{\kappa}_1 = -h/2 \rho_0^2 d^2 \dot{w}/d \rho^2; \\ \dot{\kappa}_2 &= -h/2 \rho_0^2 1/\rho d \dot{w}/d \rho. \end{aligned} \tag{3}$$

Они получены дифференцированием соответствующих выражений по любому неубывающему параметру при квазистатическом нагружении.

В статье введены следующие безразмерные координаты и переменные: $u = 4\bar{u}\rho_0/h^2$ — радиальное перемещение; $w = 2\bar{w}/h$ — прогиб; ρ — радиус; $\rho \propto \rho/\rho_0$ — координата произвольной точки срединной поверхности. Черта указывает на размерность величины. Мощности внешней нагрузки и диссипации механической энергии имеют вид:

$$\dot{A} = 2\pi \int_0^1 \rho \dot{w} \rho d\rho; \quad (4)$$

$$\dot{D} = 2\pi \int_0^1 (\dot{\epsilon}_t n_t + \dot{\chi}_t m_t) \rho d\rho + 2\pi \rho_1 \{ |[d\dot{w}/d\rho]| m_1 + |[u\dot{u}]| n_1 \}, \quad (5)$$

где $\bar{p} = \bar{p}\rho_0^2/\sigma_s h^2$ — параметр внешней нагрузки; $\rho = \rho_1$ — граница раздела между зонами с различным пластическим состоянием. Квадратные скобки означают возможные разрывы в скоростях наклона и скоростях радиальных перемещений.

Граничные условия: $m_1 = m_2$, $n_1 = n_2$, $\dot{u} = u = 0$ при $\rho = 0$; $m_1 = 0$; $\dot{w} = w = 0$, $\dot{u} = u = 0$ при $\rho = 1$.

Поле вертикальных перемещений согласно уравнениям равновесия с учетом больших прогибов и шестиугольнику текучести (рис. 1) имеет вид [1]

$$w = (\varphi/2) (2 - \rho_1) - \varphi \rho^2/2\rho_1 \quad (0 < \rho < \rho_1); \quad w = \varphi(1 - \rho); \quad \varphi = \omega_1/(1 - \rho_1) \quad (\rho_1 < \rho < 1), \quad (6)$$

где ω_1 — характерный прогиб на границе раздела пластических режимов. Поле скоростей радиальных перемещений принимается нулевым или по любому закону, удовлетворяющему граничным условиям, поскольку можно показать, что мощность диссипации энергии для круглых пластинок не зависит от вида кинематически допустимого в общем случае разрывного поля скоростей тангенциальных перемещений.

Мощность диссипации энергии можно найти из (5), определяя соответствующие величины согласно (3) и (6), пользуясь ассоциированным законом течения и интегрируя по всей площади срединной поверхности пластинки с учетом возможных разрывов

$$\dot{D} = 2\pi \dot{\varphi} \{ m + \varphi n (2 - \rho_1^2)/4 - \varphi^2 n \rho_1 \dot{\rho}_1/4 \dot{\varphi} \}.$$

Мощность внешней нагрузки согласно (4) и (6) имеет вид

$$\dot{A} = 2\pi \dot{\varphi} \rho \{ (4 - \rho_1^2)/24 - \varphi \rho_1^2 \dot{\rho}_1/8 \dot{\varphi} \}.$$

Составляя уравнение баланса мощностей внутренних и внешних сил и полагая для квазистатической задачи $\varphi \neq 0$, $\rho_1 \neq 0$, получаем

$$\rho = 24 m / (4 - \rho_1^2) + [6 n \varphi (2 - \rho_1^2)] / (4 - \rho_1^2); \quad \rho = 2 n \varphi / \rho_1.$$

Исключая последовательно ρ и φ , можно получить систему уравнений, представленную в работе [1],

$$\rho = 12 m / (\rho_1^3 - 3 \rho_1 + 2); \quad \varphi = 6 m \rho_1 / [n (\rho_1^3 - 3 \rho_1 + 2)] \quad (7)$$

и описывающую напряженно-деформированное состояние круглой пластинки. Условие максимума мощности диссипации энергии позволяет определить искомую функцию n , представленную в неявном виде

$$n/m = \varphi (2 - \rho_1^2)/4 - \varphi^2 \rho_1 \dot{\rho}_1/4 \dot{\varphi}, \quad m = \sqrt{k^2 - n^2}. \quad (8)$$

Найдем поле скоростей радиальных перемещений, отвечающее условиям задачи. Напряженное состояние в центральной зоне для режима A (рис. 1) согласно (2) соответствует пересечению поверхностей:

$$m_1^2 + n_1^2 = k^2; \quad m_2^2 + n_2^2 = k^2; \quad m_1^2 + n_2^2 = k^2; \quad m_2^2 + n_1^2 = k^2.$$

На основании ассоциированного закона течения следует:

$$\dot{\epsilon}_1 = 2 n_1 (\lambda_1 + \lambda_2) \geq 0; \quad \dot{\epsilon}_2 = 2 n_2 (\lambda_3 + \lambda_4) \geq 0; \quad \dot{\chi}_1 = 2 m_1 (\lambda_1 + \lambda_3) \geq 0; \\ \dot{\chi}_2 = 2 m_2 (\lambda_2 + \lambda_4) \geq 0.$$

Исключая из полученных равенств неотрицательные скалярные функции $\lambda_1 \dots \lambda_4$, имеем

$$\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_2 = (n/m) (\dot{\chi}_1 + \dot{\chi}_2). \quad (9)$$

В пограничной зоне $\rho_1 < \rho < 1$ напряженное состояние для режима AB (рис. 1) соответствует ребру гиперповерхности текучести, образованному пересечением поверхностей:

$$m_2^2 + n_1^2 = k^2; \quad m_2^2 + n_2^2 = k^2.$$

Применяя закон течения к полученным равенствам, получаем:

$$\dot{\epsilon}_1 = 2 n_1 \lambda_1 \geq 0; \quad \dot{\epsilon}_2 = 2 n_2 \lambda_2 \geq 0; \quad \dot{\chi}_1 = 0; \quad \dot{\chi}_2 = 2 m_2 (\lambda_1 + \lambda_2) \geq 0.$$

Отсюда после исключения λ_1 и λ_2 следует

$$\dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_2 = n \dot{x}_2/m. \quad (10)$$

Интегрируя соотношения (9) и (10) с учетом (3) и граничными условиями $\dot{u}=u=0$ при $\rho=0$, $\dot{u}=u=0$ при $\rho=1$, получаем поле скоростей радиальных перемещений

$$\begin{aligned} \dot{u} &= (n/m) (\varphi/\rho_1) \cdot \rho - (\varphi/\rho_1) \cdot (\varphi/\rho_1) (\rho^3/4) \quad (0 < \rho < \rho_1); \\ \dot{u} &= (n/m) \dot{\varphi} - (n/m) (\dot{\varphi}/\rho) - (\dot{\varphi} \varphi \rho/2) + (\dot{\varphi} \varphi^2/2\rho) \quad (\rho_1 < \rho < 1). \end{aligned} \quad (11)$$

На шарнирной окружности согласно (9) разрыв в скорости наклона срединной поверхности обуславливает разрыв в скорости радиальных перемещений, определяемый выражением, полученным предельным переходом $\rho \rightarrow \rho_1$ из соотношения (9)

$$[\dot{u}]_{\rho=\rho_1} = -\frac{n}{m} \left[\frac{d\dot{w}}{d\rho} \right]_{\rho=\rho_1}, \quad (12)$$

так как при $\rho=\rho_1$ $x \rightarrow \infty$, $\varepsilon_1 \rightarrow \infty$ относительно ε_2 и ε_2 .

Определяя разрывы соответствующих величин согласно (6), (11) и подставляя в (12), получаем выражение для n , совпадающее с формулой (8).

Таким образом, найдено поле скоростей радиальных перемещений и функция $n=n(\varphi, \varphi, \rho_1, \rho_1)$, удовлетворяющие соотношениям ассоциированного закона течения и дающие полное решение задачи.

Исключая n из (8) и из второго уравнения системы (7), получаем обыкновенное нелинейное дифференциальное уравнение Абеля второго рода, не интегрируемое в квадратурах, однако решение которого можно получить численно

$$(dy/dx) \{ y(x^3 - 3x + 2)(2 - x^2) - 24x \} = 2y^2 x(x^3 - 3x + 2), \quad (13)$$

где $y = \varphi^2$, $x = \rho_1$. Начальные условия: $y=0$ при $x=0$.

Так как точка $x=0$ является особой, для выхода из нее в области малых значений x_0 решение аппроксимируется функцией

$$y = 24x \psi / (x^3 - 3x + 2)(2 - x^2), \quad (14)$$

где ψ — функция, удовлетворяющая условию $\psi(0)=1$, x_0 — начальное значение x . Предполагая, что $\psi'(0)=0$ и раскладывая (14) в ряд Тейлора (ограничиваясь двумя членами), получаем приближенное выражение для y :

$$y = \psi(6x + 9x^2), \quad \psi(0) = 1. \quad (15)$$

Подставляя (15) в (13), находим

$$\psi(2+3x)(x^3-3x+2)(2+6x-3x^2-6x^3) = 8(1+3x), \quad (16)$$

причем условие $\psi'(0)=0$ выполняется.

Для оценки точности аппроксимации решения в области малых значений x уравнение (13) интегрировалось численно, при этом принималось $x_0=0.01 \dots 0.1$. Результаты расчета для различных x_0 практически не отличались в области $x \leq 1.5 x_0$, а при $x > 1.5 x_0$ асимптотически совпадали.

На рис. 2 показаны графики зависимости мембранного усилия n от параметра ρ_1 (рис. 2,а) прогиба в центре пластинки w_0 (рис. 2,б).

На рис. 3 и 4 приведены графики зависимости нагрузки и прогиба в центре w_0 от ρ_1 . Сплошная линия соответствует решению, полученному в работе [1] из условия макси-

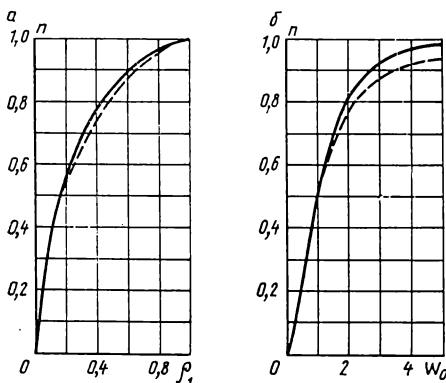


Рис. 2

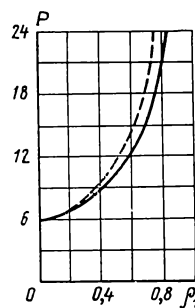


Рис. 3

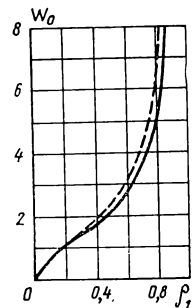


Рис. 4

муна нагрузки, штриховая — формулам настоящей статьи, полученным из условия максимума мощности диссипации энергии.

Сравнительные графики «нагрузка — прогиб в центре пластинки» не приведены, поскольку на всем интервале интегрирования $x_0 \leq x < 0,95$ отличаются друг от друга на величину порядка шага интегрирования и при уменьшении последнего асимптотически совпадают. Отсюда следует вывод о совпадении обеих кривых, что может быть объяснено независимостью мощности диссипации энергии для круглых пластинок от вида поля скоростей радиальных перемещений. Следовательно, условие максимума нагрузки и условие максимума мощности диссипации энергии можно считать эквивалентными.

Таким образом, хотя в работе [1] поле скоростей радиальных перемещений не найдено, из изложенного выше следует, что полученное из условия максимума нагрузки решение отвечает исходным соотношениям теории идеальной пластичности и, благодаря замкнутой форме, является наиболее предпочтительным.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ерхов М. И., Кислова Л. В. Большие прогибы жесткопластических круглых пластинок с шарнирным опиранием края // Исследования по строительной механике и методам расчета / ЦНИИСК им. Кучеренко. — М., 1981. — С. 4—11.
2. Ерхов М. И. Теория идеально пластических тел и конструкций. — М.: Наука, 1978. — 352 с.

УДК 624.074.433.042:656.56

Е. В. ЛОБАНОВ, канд. техн. наук (ИМАШ АН СССР, Москва), А. Н. БАЯНКИН, инж. (МЭИ, Москва)

Численное решение контактной задачи о деформации трубопровода в промерзающем грунте

Освоение новых месторождений нефти и газа в районах Сибири, Севера и Дальнего Востока связано с прокладкой магистральных трубопроводов в промерзающих пучинистых грунтах. Процесс деформации пучинистых грунтов характеризуется крайней неравномерностью и может стать причиной разрушения трубопроводов в зимний период. Для разработки рекомендаций по повышению надежности магистральных трубопроводов необходимо определить напряженно-деформированное состояние трубопровода по схеме, максимально отражающей действительный характер взаимодействия трубопровода с грунтом. Кроме того, важно оценить допустимые размеры неоднородностей грунта, достоверно прогнозировать предельные деформации трубопровода и пучинистого основания.

Основные механизмы взаимодействия трубопровода с промерзающим грунтом представлены в статье [1], в которой определено силовое давление на трубопровод применительно к оценке перемещений трубопровода как балки. Необходимость определения многочисленных параметров, зависящих от физико-механических свойств грунта, минимальной температуры, условий промерзания, мощности твердомерзлого грунта и др., является недостатком подхода [1]. Принятие кинематической схемы нагружения объясняется сложностью выбора достоверной расчетной схемы при определении сил морозного пучения. В отличие от подхода [1, 2] кинематическая схема более гибка и надежна, так как позволяет определить контактное давление на трубопровод в процессе решения задачи, оценить допустимые размеры неоднородностей пучинистого грунта.

Решение задачи о взаимодействии трубопровода с пучинистым грунтом проведем в линейной постановке, учитывающей деформативность трубопровода как тонкостенной упругой оболочки, многосвязность области контакта, работу грунта только на сжатие. Силами смерзания будем пренебрегать. В качестве основного метода решения воспользуемся методом конечных элементов с использованием кольцевого оболочечного элемента [3].

1. Рассмотрим цилиндрическую оболочку, нагруженную внутренним давлением p и контактным q . Представим оболочку в виде ансамбля конечных элементов, каждый из которых представляет собой цилиндрическую оболочку длиной l , вырезанную из исходной двумя плоскостями, перпендикулярными оси оболочки. Отнесем оболочку к ортогональной криволинейной системе координат (рис. 1) и представим неоднородности грунта в виде отдельных бугров пучения, возникающих на внутренней полости в промерзающем массиве грунта. Моделирование неоднородностей грунта в таком виде позволяет также решить задачу об обжатии трубопровода осесимметричными нагрузками. Рассмотрим взаимодействие трубопровода с единичным бугром пучения, полагая, что поверхность бугра можно представить в виде

$$\hat{f} = h_0 (1 - x^2/x_0^2 - y^2/y_0^2).$$

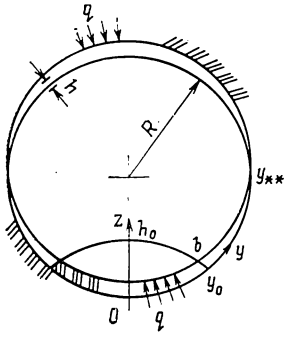


Рис. 1

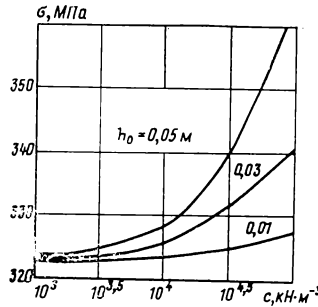


Рис. 2

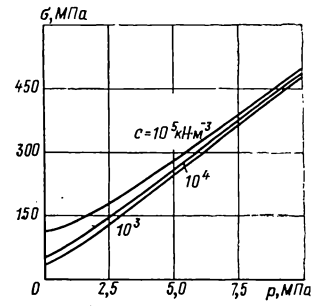


Рис. 3

Обозначим через u, v, w перемещения оболочки в направлении координатных осей x, y, z и определим перемещения срединной поверхности элемента:

$$u = \sum_{n=0}^N U_n \cos \frac{ny}{R}; \quad v = \sum_{n=0}^N V_n \sin \frac{ny}{R}; \quad w = \sum_{n=0}^N W_n \cos \frac{ny}{R}; \quad (1)$$

$$U_n = a_{1n} + a_{2n}x; \quad V_n = a_{3n} + a_{4n}x; \quad W_n = a_{5n} + a_{6n}x + a_{7n}x^2 + a_{8n}x^3,$$

учитывая при этом симметрию поля смещений относительно оси x . Выразим неизвестные коэффициенты a_{in} через узловые перемещения $u_{in}, v_{in}, w_{in}, \theta_{in} = \partial w_n / \partial x$, соответствующие n -й гармонике и i -му узлу и перепишем (1) в матричной форме:

$$\begin{aligned} \{u, v, w\} &= \sum_{n=0}^N \{u_n, v_n, w_n\}; \\ u_n &= \{\tilde{u}_n\}^T \{\chi_n\}; \quad v_n = \{\tilde{v}_n\}^T \{\chi_n\}; \quad w_n = \{\tilde{w}_n\}^T \{\chi_n\}; \\ \{\chi_n\} &= \{u_{1n}, v_{1n}, w_{1n}, \theta_{1n}, u_{2n}, v_{2n}, w_{2n}, \theta_{2n}\}; \\ \{\tilde{u}_n\} &= \{u_*\} \cos n\eta; \quad \{u_*\} = \{1 - \xi, 0, 0, 0, \xi, 0, 0, 0\}; \\ \{\tilde{v}_n\} &= \{v_*\} \sin n\eta; \quad \{v_*\} = \{0, 1 - \xi, 0, 0, 0, \xi, 0, 0\}; \\ \{\tilde{w}_n\} &= \{w_*\} \cos n\eta; \quad \{w_*\} = \{0, 0, 1 - 3\xi^2 + 2\xi^3, l(\xi - 2\xi^2 + \xi^3), \\ &0, 0, 3\xi^2 - 2\xi^3; l(-\xi^2 + \xi^3)\}; \quad \xi = x/l; \quad \eta = y/R. \end{aligned} \quad (2)$$

Здесь $\{\chi_n\}$ — вектор неизвестных узловых перемещений элемента; $\{\tilde{u}_n\}^T, \{\tilde{v}_n\}^T, \{\tilde{w}_n\}^T$ — функции формы перемещений.

2. Выражения для n -х компонент матрицы деформаций и изменений кривизн

$$\{e_n\} = \{e_x^n, e_y^n, \gamma_{xy}^n\}, \quad \{\varkappa_n\} = \{\varkappa_x^n, \varkappa_y^n, \varkappa_{xy}^n\} \quad (3)$$

вычислим с учетом формул, соответствующих технической теории цилиндрических оболочек

$$\begin{aligned} e_x^n &= \partial u_n / \partial x; \quad e_y^n = \partial v_n / \partial y + w_n / R; \quad \gamma_{xy}^n = \partial u_n / \partial y + \partial v_n / \partial x; \\ \varkappa_x^n &= \partial^2 w_n / \partial x^2; \quad \varkappa_y^n = \partial^2 w_n / \partial y^2; \quad \varkappa_{xy}^n = \partial^2 w_n / \partial x \partial y. \end{aligned}$$

Подставляя сюда соотношения (2) и возвращаясь к (3), получим

$$\{e_n\} = [E_n] \{\chi_n\}; \quad \{\varkappa_n\} = [Q_n] \{\chi_n\}. \quad (4)$$

Соотношения упругости для оболочки определим равенствами:

$$\begin{aligned} \{N_n\} &= A_0 [A] \{e_n\}; \quad \{M_n\} = D_0 [D] \{\varkappa_n\}; \\ \{N_n\} &= \{N_x^n, N_y^n, N_{xy}^n\}; \quad \{M_n\} = \{M_x^n, M_y^n, M_{xy}^n\}; \end{aligned}$$

$$[A] = \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2}(1 - \nu) \end{bmatrix}. \quad (5)$$

Матрицу $[D]$ получим из $[A]$ заменой $1/2$ на 2

$$A_0 = E h / (1 - \nu^2); \quad D_0 = E h^3 / 12 (1 - \nu^2).$$

Вектор нелинейной деформации $\{e_n^*\}$ и диагональную матрицу усилий предварительного напряженного состояния $[N_*]$ запишем в виде

$$\{e_n^*\} = \left\{ \frac{1}{2} \theta_{nx}^2, \frac{1}{2} \theta_{ny}^2 \right\}; \quad \{\varepsilon_n\} = \{\theta_{nx}, \theta_{ny}\} = [\theta_n] \{\chi_n\}; \quad (6)$$

$$[N_*] = \begin{bmatrix} N_x^0 & \\ & N_y^0 \end{bmatrix}; \quad N_x^0 = -\alpha \Delta T E h + \nu p R; \quad N_y^0 = p R.$$

В формулах (5), (6) использованы следующие обозначения: E и ν — модуль упругости и коэффициент Пуассона материала оболочки; R и h — радиус срединной поверхности и толщина оболочки; α — коэффициент температурного расширения; ΔT — температурный перепад в стенках оболочки, равный разности температур трубопровода при его эксплуатации и сооружении; $\theta_{nx} = \partial w_n / \partial x$, $\theta_{ny} = \partial w_n / \partial y$. При получении выражения для N_x^0 предполагалось что на достаточно большой длине взаимные осевые смещения концевых сечений трубопровода равны нулю.

Контактное давление на оболочку определим соотношением $q = c(w_0 - w) H(w_0 - w)$, в котором w_0 совпадает с f при $x, y \in \Omega$ и $w_0 = 0$ при $x, y \notin \Omega$; Ω — область контакта оболочки с бугром пучения; $H(w)$ — функция Хевисайда; c — осредненный коэффициент отпора, не зависящий от глубины промерзающего слоя грунта. Границу области контакта найдем из условия $q(x, y) = 0$.

3. Для получения разрешающих уравнений метода конечных элементов воспользуемся принципом возможных перемещений, записанным для равновесного состояния

$$\iint_S \delta \{e_n\}^T \{N_n\} dS + \iint_S \delta \{\chi_n\}^T \{M_n\} dS + \iint_S \delta \{e_n^*\}^T \{N_*\} dS - \\ - \iint_S \delta w_n^T q_n dS = 0.$$

Подставляя сюда выражения для перемещений, деформаций и изменений кривизн с учетом соотношений (4)–(6), получим:

$$\sum_{n=0}^N \beta_n \delta \{\chi_n\}^T ([K_n] \{\chi_n\} - \{R_n\}) = 0;$$

$$[K_n] = [K_e^n] + [K_\chi^n] + [K_\theta^n]; \quad [K_e^n] = A_0 \int_0^l \int_0^{2\pi R} [E_n]^T [A] [E_n] dy dx;$$

$$[K_\chi^n] = D_0 \int_0^l \int_0^{2\pi R} [Q_n]^T [D] [Q_n] dy dx; \quad [K_\theta^n] = \int_0^l \int_0^{2\pi R} [\theta_n]^T [N_*] [\theta_n] dy dx;$$

$$\{R_n\} = \int_0^l \{w_*\} q_n(x) dx; \quad \beta_n = \pi R; \quad \beta_0 = 2\pi R.$$

Здесь $[K_n]$ — матрица жесткости элемента; $\{R_n\}$ — вектор приведенных узловых сил; спектральные коэффициенты нагрузки q_n в пределах области Ω имеют вид

$$q_{nj} = \frac{2c}{\pi R} \sum_{m=0}^N \left[\int_0^{y_*} (f - w_{mj}) \cos \frac{ny}{R} dy - \int_{y_{**}}^{\pi R} w_{mj} \cos \frac{ny}{R} dy \right].$$

Индекс j введен для организации итерационного процесса определения величины контактного давления; $y_* = b(1 - x^2/a^2)^{1/2}$, $y_{**} \approx \pi R/2$; a и b — последовательно уточняемые полуоси области контакта Ω .

Формирование матрицы жесткости и вектора узловых сил для всего ансамбля элементов проведем методом последовательного суммирования усилий на узловых окружностях при условии равенств узловых перемещений. В итоге получим систему линейных алгебраических уравнений

$$[K_n] \{\chi_n\}_{j+1} = \{R_n\}_j; \quad \{\chi_n\}_0 = 0$$

с ленточной матрицей, полуширина которой равна восьми.

4. Разработанный алгоритм решения контактной задачи для цилиндрической оболочки реализован в виде программного модуля на языке Фортран. В качестве примера

проведен анализ напряженно-деформированного состояния магистрального трубопровода с параметрами:

$$E = 210 \text{ ГПа}; \nu = 0,3; R = 0,71 \text{ м}; h = 0,0165 \text{ м}; \Delta T = 10 \text{ }^\circ\text{C}; \alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ град}^{-1}; \\ h_0 \leq 0,05 \text{ м}; x_0 = y_0 \leq 0,5 \text{ м}; p \leq 10 \text{ МПа}; c \leq 10^6 \text{ кН}\cdot\text{м}^{-3}.$$

Расчет проведен для участка оболочки длиной l_* . Величина l_* выбиралась из условия $\max w(l_*, 0)/w(0, 0) \leq 0,01$.

На рис. 2 показано влияние размеров и жесткости бугра пучения на эквивалентные напряжения, которые определялись по критерию максимальных касательных напряжений. Построенные кривые соответствуют рабочему давлению $p=7,5$ МПа и отношению высоты бугра к его основанию $h_0/x_0=1/8$. Зависимость эквивалентных напряжений от величины рабочего давления и жесткости основания при $h_0=0,03$ м, $x_0=0,24$ м представлена на рис. 3.

Как видно из графиков, давление со стороны неоднородностей промерзающего грунта приводит к существенному увеличению напряжений в материале трубы. При определенных соотношениях между параметрами грунта эти напряжения могут превысить предел прочности и привести к разрушению трубопровода.

В заключение отметим, что оценка напряженного состояния основанная на учете пластических свойств оболочки и грунта, позволит выработать более обоснованные рекомендации по безопасной эксплуатации магистральных трубопроводов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Перельмитер А. Д., Пармузин С. Ю.* Взаимодействие трубопроводов с пучинистыми грунтами // Конструкции, методы расчета газонефтепроводов и способы их строительства: Сб. науч. тр. / ВНИИСТ. — М., 1980. — С. 57—67.
2. *Цытович Н. А.* Механика мерзлых грунтов. — М.: Высшая школа, 1973. — 448 с.
3. *Зенкевич О.* Метод конечных элементов в технике. — М.: Мир, 1975. — 541 с.

НОВЫЕ НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ

УДК 624.042.41(083.75)

А. И. ЦЕЙТЛИН, д-р техн. наук, проф. А. С. БЕРНШТЕЙН, Н. И. ГУСЕВА,
Н. А. ПОПОВ, кандидаты техн. наук (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Новая редакция раздела «Ветровые нагрузки» главы СНиП «Нагрузки и воздействия»

Госстроем СССР утверждена новая редакция главы СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия», содержащая существенно переработанный раздел «Ветровые нагрузки». Предыдущая редакция раздела сыграла большую роль в развитии научно обоснованных методов расчета сооружений на ветровые воздействия, а изложенная в ней методика расчета, разработанная М. Ф. Барштейном, была одной из наиболее передовых в мировой технической литературе. Однако проведенные в последние годы в ЦНИИСК им. Кучеренко исследования дали возможность существенно усовершенствовать методы расчета основных типов сооружений на ветровые воздействия и устранить некоторые недостатки действующего СНиП [1]. Эти усовершенствования были связаны с необходимостью универсализации регламентируемых СНиП методов расчета, перехода к более высокой обеспеченности ветровых нагрузок и принятому в международных стандартах 10-минутному осреднению, уточнения ряда других факторов.

В настоящей статье рассматриваются основные положения новой редакции раздела «Ветровые нагрузки» СНиП 2.01.07—85 [2] и приводятся необходимые комментарии.

Прежде всего следует отметить, что в новой редакции главы СНиП ветровая нагрузка для всех сооружений рассматривается как сумма средней и пульсационной составляющих ветрового давления в отличие от [1], где она была представлена в виде суммы статической и динамической составляющих. При этом действие пульсации давления согласно [1] учитывалось в динамической составляющей только для «гибких» сооружений с периодом основного тона собственных колебаний $T > 0,25$ с. Для остальных сооружений в [1] учитывалась лишь статическая составляющая,

т. е. среднее значение ветрового давления для интервала осреднения скорости, равно-го 2 мин. Такое изменение связано не столько с терминологическими, сколько с физи-ческими аспектами проблемы, так как квазистатическая реакция «жестких» сооруже-ний на пульсационную составляющую ветрового давления весьма велика, во всяком случае она соизмерима с реакцией сооружения на среднюю составляющую, а в неко-торых случаях даже может превосходить ее. Поэтому независимо от динамических эффектов квазистатическое действие пульсационной составляющей ветрового давления должно учитываться при расчете любых сооружений.

Деление же сооружений на «гибкие» и «жесткие» отражает лишь тот факт, что динамический эффект от действия пульсационной составляющей уменьшается при уменьшении собственного периода, и при $T < 0,25$ с становится пренебрежимо малым. В новой редакции главы СНиП «Нагрузки и воздействия» этот критерий был диф-ференцирован в зависимости от места строительства (ветрового района) и демпфиру-ющих свойств сооружения. При реализации этого подхода было принято, что динами-ческой реакцией зданий и сооружений можно пренебречь в том случае, если ее вклад в общую реакцию не превышает 5%. Пренебрежение в [1] квазистатическим действи-ем пульсационной составляющей на жесткие сооружения приводит к тому, что при переходе от жестких сооружений к гибким, ветровая нагрузка увеличивается скач-ком, величина которого может достигать 80%. Такое положение в ряде случаев соз-дает неудобства при проектировании и затрудняет постановку и решение задачи опти-мизации параметров сооружения при действии ветровой нагрузки, в частности пробле-му выбора оптимальной этажности зданий при застройке крупных городов.

Указанный недостаток до конца не преодолен и в новой редакции СНиП, посколь-ку и здесь под давлением традиций выделен тот же класс зданий, что и в [1], для которых пульсационная составляющая не учитывается.

В новой редакции нормирование пульсационной составляющей производится на основе вероятностной модели, положенной в основу [1]. Учитывается только продоль-ная составляющая скорости ветра, которая может быть представлена в виде суммы

$$v(\bar{r}, t) = v(z) + \sigma_v v'(\bar{r}, t),$$

где $v(z)$ — средняя скорость ветра на высоте z ; σ_v — стандарт пульсаций скорости; $v'(\bar{r}, t)$ — случайное поле пульсаций скорости в точке пространства, определяемой радиус-вектором $\bar{r}(x, y, z)$, характеризуемое соотношениями: $\langle v'(\bar{r}, t) \rangle = 0$ — среднее значение; $S_{v'}(\bar{r}_1, \bar{r}_2, f) = S_{v'}(f) R(\bar{r}_1, \bar{r}_2, f)$ — взаимная спектральная плотность между точками с радиус-векторами \bar{r}_1 и \bar{r}_2 . Здесь

$$S_{v'}(f) = u^2 / [3f(1 + u^2)^{4/3}] — \text{автоспектр}; \quad (1)$$

$$R(\bar{r}_1, \bar{r}_2, f) = \exp \left[-u \left(\frac{1}{60} |x_1 - x_2| + \frac{1}{150} |y_1 - y_2| + \frac{1}{150} |z_1 - z_2| \right) \right] \quad (2)$$

— коэффициент взаимной корреляции пульсаций скорости с частотой f между точками \bar{r}_1 и \bar{r}_2 ; $u = 1200f/v_0$; v_0 — значение $v(z)$ на высоте 10 м; координатная ось y совпадает с направлением ветра.

При определении давления ветра как и в [1] используется предположение о квази-стационарном обтекании сооружения турбулентным потоком ветра. При этом прене-брегаем квадратом пульсаций скорости

$$w(\bar{r}, t) = w_m(\bar{r}) [1 + \xi(z) v'(\bar{r}, t)], \quad (3)$$

где $w_m(\bar{r})$ — средняя составляющая ветровой нагрузки в точке \bar{r} поверхности соору-жения; $\xi(z)$ — коэффициент пульсаций на высоте z .

Значения коэффициента пульсаций для разных типов местности вычисляются по формулам:

$$\xi_A(z) = 0,76 (z/10)^{-0,15}; \quad \xi_B(z) = 1,06 (z/10)^{-0,20}; \quad \xi_C(z) = 1,78 (z/10)^{-0,25}.$$

Здесь увеличение значений ξ на высоте 10 м по сравнению с [1] связано с переходом к 10-минутному осреднению.

Учет пульсационной составляющей ветровой нагрузки для всех сооружений (за упомянутым исключением многоэтажных зданий высотой до 40 м и одноэтажных про-мышленных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5) поз-воляет единообразно нормировать ветровую нагрузку на высокие сооружения незави-симо от их жесткостных и инерционных свойств. При этом возникает вопрос — на-сколько можно расширить класс сооружений, для которых допустимо использовать квазистационарную модель обтекания. Известно, что атмосферную турбулентность можно рассматривать как систему вихрей различного размера, переносимых со ско-ростью v_0 в направлении ветра. Вихри, взаимодействуя друг с другом, с течением вре-мени меняют свои размеры и взаимное расположение, однако для коротких проме-

жутков времени этим эффектом можно пренебречь (гипотеза «замороженной турбулентности» Тейлора). В этом случае диаметр вихря λ можно рассматривать как длину волны

$$\lambda = v_0/f, \quad (4)$$

а спектральную плотность $S_v(f)$ — как функцию распределения энергии турбулентного ветра по вихрям различного диаметра, зависящего от частоты f по формуле (4).

Предполагая далее, что использование квазистационарной модели обтекания допустимо для сооружений, размеры которых меньше, чем диаметр вихрей, содержащих большую часть энергии турбулентного потока, можно получить количественную оценку допустимости использования квазистационарной модели с помощью отношения

$$\frac{\sigma_v^2(\lambda)}{\sigma_v^2} = \int_0^{1200/\lambda} S_v(f) du \int_0^\infty S_v(f) df = 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + (1200/\lambda)^2}}. \quad (5)$$

Результаты вычислений по (5) приведены в табл. 1, из которой видно, что для сооружений с размерами до 100 м (а именно такими являются большинство «жестких» сооружений), более 80% энергии пульсаций ветрового потока содержится в вихрях, диаметр которых равен или превышает размеры сооружения.

Таблица 1

$\lambda, \text{ м}$	1	5	50	100	200	500	1000
$\sigma_v^2(\lambda)/\sigma_v^2$	0,991	0,974	0,880	0,81	0,7	0,479	0,257

Для построения расчетных формул так же, как в [1], предположим, что пульсации скорости ветра полностью коррелированы по пространству (это предположение равносильно допущению, что $R(r_1, r_2, f) = 1$). Отличие формул новой редакции раздела связано с иным способом учета пространственной корреляции пульсаций скорости ветра. Для строгого учета корреляции нужно умножить полученное в результате расчета значение реакции сооружения на коэффициент корреляции реакции, представляющий отношение реакции, вычисленной при $R(\bar{r}_1, \bar{r}_2, f)$ согласно (2), к реакции, вычисленной при $R(r_1, r_2, f) = 1$. В [1] коэффициент корреляции реакции заменен на коэффициент корреляции обобщенной координаты, представляющий собой отношение соответствующих значений стандартов обобщенной координаты по первой собственной форме сооружения. Такой подход ограничивает область применения расчетных формул консольными сооружениями, для которых при расчете достаточно учесть первую собственную форму, поэтому в новой редакции коэффициент корреляции реакции заменен на коэффициент корреляции нагрузки, представляющий собой отношение соответствующих значений стандартов главного вектора пульсационной составляющей ветровой нагрузки на сооружение

$$v = \frac{1}{F} \sqrt{2 \int_0^\infty \iint_F \iint_F S_v(f) R(\bar{r}_1, \bar{r}_2, f) dF(\bar{r}_1) dF(\bar{r}_2) df}.$$

Здесь интегрирование производится по поверхности сооружения площадью F . В разделе приведены значения коэффициента корреляции для некоторых типов сооружений, в частности, имеющих прямоугольную плоскую наветренную поверхность. Замена коэффициента корреляции реакции коэффициентом корреляции нагрузки несколько завышает (для консольных сооружений до 20%) эффект динамического действия ветра. В то же время она позволяет дать в нормах единое представление пульсационной составляющей ветровой нагрузки для всех типов сооружений.

Влияние сил инерции на реакцию сооружения, при расчете которого достаточно учесть одной собственной формы, описывается динамическим коэффициентом ξ , определяемым так же, как в [1]. В разделе вводится понятие предельной собственной частоты f_l (в [1] ей соответствует значение периода $T = 0,25$ с) и дана таблица значений f_l в зависимости от логарифмического декремента колебаний δ и средней скорости ветра.

В случае, когда первая собственная частота $f_1 > f_l$, сооружение считается «жестким» (значение ξ для f_1 близко к 1), и пульсационная составляющая определяется по формуле [см. также (3)]

$$w_p(\bar{r}) = w_m(\bar{r}) \xi(z) v.$$

При динамическом расчете «гибких» сооружений, если $f_1 < f_l < f_2$, достаточно учитывать только первую собственную форму. В этом случае пульсационная составляющая так же, как в [1], определяется в виде сил инерции, возникающих при колебаниях сооружения

$$\omega_p(\bar{r}) = m(\bar{r}) \xi \psi y(\bar{r}),$$

где $y(\bar{r})$ — первая собственная форма сооружения; $m(\bar{r})$ — масса сооружения в точке \bar{r} , отнесенная к наветренной поверхности.

Коэффициент ψ представляет собой отношение интенсивности обобщенной силы к обобщенной массе, соответствующих первой собственной форме

$$\psi = \nu \oint_{\Phi} \oint_{F} y(\bar{r}) \omega_m(\bar{r}) \xi(z) dF(\bar{r}) \left/ \int_{\Phi} y^2(\bar{r}) m(\bar{r}) d\bar{r}, \right.$$

где интегрирование в знаменателе производится по пространственной области Φ , занятой сооружением. В [1] величина $\psi y(\bar{r})/\nu$ является приведенным ускорением по первой собственной форме.

При $f_2 < f_l$ необходимо производить динамический расчет сооружения на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки с учетом s первых собственных форм, где s определяется из соотношения

$$f_s < f_l < f_{s+1}.$$

Динамический расчет сооружений, выполняемый на ЭВМ, может проводиться с использованием статистических характеристик (1) пульсационной составляющей ветровой нагрузки. Алгоритм расчета, ориентированный на использование в качестве модели сооружения одномерной колебательной системы типа консольного стержня, приведен в [3].

Следует отметить, что вопрос об автоматизации расчета сооружений на ветровую нагрузку решается в настоящее время неудовлетворительно. Программные комплексы для динамического расчета, разработанные в НИИСК, УкрПСК, ДонПромстройНИИ-проекте и других организациях, позволяют рассматривать в качестве модели сооружения достаточно сложные пространственные колебательные системы, состоящие из связанных друг с другом стержней, плит, оболочек, балок-стенок и т. п. В то же время для определения динамической реакции сооружения при действии ветра в этих программах используется методика [1], ориентированная на расчет консольных сооружений и не позволяющая достоверно оценить вклад высших собственных форм в реакцию сооружения. Актуальной является разработка алгоритма и программ, обобщающих описанный в [3] алгоритм на случай пространственных систем и позволяющих оценивать динамическую реакцию сооружения с учетом вклада высших форм и взаимной корреляции между ними. Действующий макет такой программы, реализующий вычислительную часть алгоритма, разработан в настоящее время в ЦНИИСКе.

Важным вопросом является выбор необходимой обеспеченности ветровых нагрузок. В [1] приведены два значения коэффициента надежности по нагрузке (коэффициента перегрузки): 1,3 — для высоких сооружений, где ветровая нагрузка имеет решающее значение (если в нормах проектирования этих сооружений не приводится другое значение), и 1,2 — в остальных случаях.

Нормативное значение ветрового давления (скоростной напор) в [2], как и в [1], определяется по скорости ветра, превышаемой в среднем один раз в 5 лет. Если осреднить кривую «коэффициент надежности γ — средний период повторяемости T » для различных ветровых районов страны, то значению $\gamma=1,3$ будет соответствовать примерно $T=35$ лет а $\gamma=1,2$ — примерно $T=15$ лет. При этом разброс значений коэффициента надежности достигает 15%. Для повышения уровня надежности сооружений при расчете на ветровые нагрузки в новой редакции СНиП коэффициент надежности принят исходя из средней повторяемости один раз в 50 лет равным $\gamma=1,4$. Отметим, что для уникальных и особо ответственных сооружений можно рекомендовать значения коэффициента надежности $\gamma=1,6$, соответствующие средней повторяемости один раз в 100 лет.

Что касается карты районирования территории СССР по скоростным напорам ветра, то в СНиП 2.01.07—85 она в основном оставлена такой же, как в [1] с учетом дополнений, приведенных в [4]. Внесенные отдельные изменения основаны на уточнении значений скоростных напоров по результатам обработки рядов метеонаблюдений за скоростью ветра, проведенном по запросам отдельных проектных организаций, проектирующих сооружения в различных регионах страны. В частности, уточнены данные для Ферганской долины, для районов городов Аксай, Дрогобыча.

Нормативные значения ветрового давления для различных ветровых районов в СНиП 2.01.07—85 вычислены в соответствии с решением Всемирной метеорологической организации по скоростям ветра, полученным при 10-минутном интервале осреднения в отличие от принятого в [1] 2-минутного интервала.

По мере оснащения метеостанций СССР анеморумбометрами становится возможным вычисление нормативных значений ветрового давления на основе смешанных рядов (флюгерных и анемометрических), а в дальнейшем — только по анемометрическим данным. Вследствие недостаточности фактических данных в настоящее время скорости с 10-минутным осреднением получены путем умножения скоростей, соответствующих 2-минутному осреднению, на коэффициент перехода, меньший единицы и зависящий от шероховатости подстилающей поверхности.

Значения этого коэффициента для различных типов местности приведены в ряде работ советских и зарубежных авторов. По данным ГГО им. Воейкова значения коэффициента перехода изменяются от 0,91 (побережья, степи, вершины) до 0,87 (плоские возвышенности, плоскогорья). Содержащиеся в [5] результаты синхронных наблюдений за скоростью ветра по флюгеру и анеморумбометру М-63, проведенных на станциях Камчатского УГКС, дают значение коэффициента перехода, равное 0,87.

Близкие значения коэффициента перехода получаются из зависимостей скорости ветра от времени осреднения, приведенных в различных зарубежных источниках. Так, для показателя шероховатости, соответствующего местности типа А, согласно [6] коэффициент перехода равен 0,89, согласно [7] — 0,91, по данным [8] — 0,92.

Более низкие значения коэффициента перехода от скорости с 2-минутным интервалом осреднения к скорости с 10-минутным осреднением, приведенные в отечественных источниках, объясняются, очевидно, введением во флюгерные показания понижающего коэффициента α [1]. Приведенные в СНиП 2.01.07—85 значения нормативного ветрового давления получены умножением соответствующих значений по СНиП II-6-74 на коэффициент 0,92.

При составлении новой редакции раздела «Ветровые нагрузки» был введен новый тип местности (С), включающий в себя городские районы с застройкой зданиями высотой свыше 25 м. В отличие от ранее используемого в нормативных документах [3] этот тип местности характеризуется меньшей степенью шероховатости подстилающей поверхности ($z_0=0,9-1,0$ м) и, по нашему мнению, может более широко использоваться в практике проектирования промышленных и гражданских зданий, возводимых в городских районах повышенной влажности.

При составлении новой редакции СНиП были уточнены значения коэффициента k_z , учитывающего изменение средней составляющей давления ветра по высоте. В частности, были изменены значения показателя степени α в зависимости от типа местности, градиентной высоты, и в связи с этим несколько снижена градиентная скорость ветра v_g : В СНиП II-6-74 $v_g/v_0=1,76$, в СНиП 2.01.07—85 $v_g/v_0=1,66$, что привело к снижению ветровой нагрузки на отметке 350 м для местностей типа А и В примерно на 12%. Эти уточнения основаны на последних метеорологических данных, приведенных в научной и нормативной литературе различных стран.

Т а б л и ц а 2

Тип местности	А	В	С
z_0 , м	0,035	0,18	0,9
z_g , м	300	350	480

В табл. 2 для трех типов местности приведены соответствующие параметры шероховатости z_0 и градиентные высоты z_g , выше которых скорость и давление ветра не изменяются.

Так как пульсационная составляющая ветровой нагрузки w_p зависит от ее средней составляющей, которая вследствие перехода к 2-минутному осреднению уменьшилась на 8%, то соответствующие изменения были внесены в соотношения, определяющие w_p .

Значения аэродинамических коэффициентов были уточнены на основе анализа данных, опубликованных в печати и используемых в нормативных документах зарубежных стран. При этом во внимание принимались только достаточно надежные данные, и принципиальные изменения в таблице аэродинамических коэффициентов были сделаны лишь в двух случаях. Во-первых, в явном виде введена зависимость коэффициентов лобового сопротивления С цилиндрических и призматических сооружений от их относительного удлинения, и, во-вторых, уточнена методика нормирования ветровой нагрузки на здания с зенитными и продольными фонарями, а также для некоторых случаев скорректированы значения аэродинамических коэффициентов. Остальные изменения в этой части раздела носят непринципиальный характер.

Необходимо отметить, что в настоящее время имеются достаточно полные и надежные теоретические и экспериментальные данные советских и зарубежных авторов по возбуждению аэродинамических неустойчивых колебаний строительных конструкций (галопирование, бафтинг и др.), которые могли бы уже сейчас использоваться в нормативной литературе. Однако по рекомендации отдела технического нормирования Госстроя СССР соответствующие материалы предполагается привести в «Пособии по расчету зданий и сооружений на действие ветра», разрабатываемом в развитие раздела «Ветровые нагрузки» главы СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия». По этой же причине в это пособие переносятся рекомендации по учету вихревого возбуждения (ветрового резонанса) строительных конструкций и по проведению динамического расчета сооружений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия.
2. СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия.
3. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. — М.: Стройиздат, 1978. — 216 с.
4. О дополнении и изменении главы СНиП II-6-74 // Бюллетень строительной техники. — 1983. — № 5. — С. 7—11.

5. Кондражук В. И. Устранение неоднородности в рядах ветра // Тр. ГГО. — 1984. — Вып. 485.
6. Zuranski I. A. Obciazenia wiatrem budowli i koustrukcji. — Warszawa, 1978. — 199 с.
7. Bowen A. I. Full scale measurements of the atmospheric turbulence over two escarpments // Тр. V international conference on wind engineering.—USA, Colorado.— 1979. — Vol. I. — С. II—6—1—II—7—6.
8. Sachs P. Wind forces in engineering. — Pergamon Press. — 1978. — 400 с.

УДК 624.042.7:699.841(083.75)

А. И. МАРТЕМЬЯНОВ, д-р техн. наук (ЦМИПКС, Москва)

О некоторых вопросах совершенствования норм по строительству в сейсмических районах

Обследование последствий практически всех сильных землетрясений, происшедших на территории СССР, показало, что многие здания и сооружения не могли (или не смогут в дальнейшем) противостоять в должной мере прогнозируемым сейсмическим воздействиям. Основные причины этого:

1. Проявление сейсмического воздействия выше прогнозируемого. Сейсмичность городов, населенных пунктов и площадок строительства осуществляется в соответствии с картами сейсмического районирования (М1:5 000 000), детального районирования (М1:1 000 000), микросейсморайонирования (М от 1:5000 до 1:25 000) и устанавливаемым с их учетом расчетной сейсмичности зданий и сооружений. Карта сейсмического районирования территории СССР пересматривается примерно один раз в 10 лет, что позволяет учесть землетрясения, проявившиеся за истекший период, и соответственно откорректировать карту.

Эта карта является основным исходным документом для массовой застройки сел, районных и ряда областных центров, где, наряду с индустриальной, по типовым проектам указана и индивидуальная застройка зачастую с применением местных строительных материалов. Однако в результате проведенных за последние 3—4 десятилетия детальных сейсмологических исследований на территории СССР для многих городов, в частности для Ашхабада, Душанбе, Ташкента и др., нормами и правилами строительства в сейсмических районах СССР [1] рекомендовано повышение уровня расчетных сейсмических воздействий при проектировании и строительстве зданий и сооружений.

Одним из примеров недооценки сейсмической опасности района строительства, приведшей к разрушению зданий современной застройки, является ошибка, допущенная при сейсмическом районировании территории Узбекской ССР, проведенном до 1976 г. По карте сейсмического районирования Узбекской ССР территория г. Газли, застройка которого начата в 1958 г., была отнесена к зоне с сейсмичностью 5 баллов, что обусловило строительство в городе несейсмостойких зданий. 8 апреля и 17 мая 1976 г. на территории Узбекской ССР произошли два землетрясения с магнитудой соответственно $M=7,0$ и $7,3$ с эпицентрами на глубине 20—25 км на расстоянии от Газли примерно 40 км. На территории Газли эти землетрясения проявились с интенсивностью 8—9 баллов по шкале MSK, что, естественно, привело к разрушению зданий, запроектированных и построенных без учета сейсмических воздействий.

Несоответствие проявления сейсмических воздействий прогнозируемым картам сейсмического микрорайонирования подтверждается результатами макросейсмического анализа ряда землетрясений, например Кайраккумского (1985). Таким образом, нет полной уверенности в достоверности ожидаемой величины сейсмического воздействия и отдельные указанные примеры вызывают сомнения в надежности методики составления карт сейсмического районирования и микросейсморайонирования и достаточности факторов, учитываемых при прогнозировании проявления интенсивности возможных землетрясений. При составлении карт, по-видимому, целесообразно выделять «сомнительные» зоны и участки, что позволит предъявлять специальные требования к их застройке.

Срок службы многих объектов с учетом ремонтно-восстановительных работ значительно превышает периодичность внесения изменений в карту сейсмического районирования и микрорайонирования. Поэтому современная застройка городов и населенных пунктов представлена зданиями и сооружениями с различной степенью антисейсмического усиления, что требует дифференцированного подхода к их сейсмостойкости.

Малоубедительным является и принятый в нормах учет повторяемости сейсмического воздействия, который основан на сейсмологических данных о повторяемости зем-

летрясений в соответствующих пунктах в 100, 1000 и 10 000 лет, что совершенно несоизмеримо со сроками службы сооружений и не отражает возможные сейсмические воздействия.

2. Неудовлетворительное, зачастую низкое, качество строительства. Произошедшие сильные землетрясения позволяют привести примеры разрушения или повреждения зданий практически всех конструктивных систем, даже тех, которые зарекомендовали себя вполне сейсмостойкими. При Карпатском землетрясении (1986) повреждены здания из монолитного железобетона, выполненные в скользящей опалубке, при Кайракумском (1985) и др. существенно повреждены железобетонные каркасные здания, при Газлийском (1984) наблюдались повреждения в крупнопанельных домах, домах со стенами из монолитного керамзитобетона и в отдельных деревянных сборно-щитовых; при других более ранних землетрясениях встречались повреждения в деревянных рубленых зданиях и значительные повреждения объектов с несущими стенами из штучных материалов (кирпича и различного камня).

Анализ причин этих повреждений показывает, что они возникли в результате нарушений технологических процессов (дома в скользящей опалубке), редкой или зачастую некачественной установки поперечной арматуры, особенно в припорных участках колонн каркасных зданий, отсутствия сцепления между раствором и кирпичом (камнем) в каменных зданиях, слабых связей между стенами и цоколем и в местах сопряжений стен в деревянных домах. Как правило, все это нарушает элементарные правила строительства, предусмотренные требованиями СНиПов и ГОСТов. Отказ от балльной оценки качества строительно-монтажных работ, внедрение поэтапной оценки качества работ и их соответствие СНиПам особенно важны для сейсмических районов, где реализация этих положений в значительной мере обеспечит надежность сооружений в течение всего срока эксплуатации при минимальных затратах на их усиление.

3. Несоответствие запроектированных мер сейсмозащиты современным требованиям. Нормы строительства в сейсмических районах и изменения к ним, как правило, за время срока службы сооружения меняются неоднократно. Указание о том, что новые нормы вводятся взамен предыдущих, решая проблему обеспечения сейсмостойкости новых зданий, не поясняет, как поступать с ранее построенными или частично возведенными объектами, которые не отвечают требованиям последних норм.

Сложившееся положение еще более усугубляется нарушениями при эксплуатации сооружений, которые снижают их сейсмостойкость.

По-видимому, необходимо упорядочить оценку сейсмического риска для зданий и сооружений существующей застройки, выработать критерии целесообразности сноса, сохранения или усиления зданий и сооружений с учетом их физического износа, уровня комфортности или соответствия современным требованиям размещаемых в них технологических линий. Решение этой задачи требуется и при реконструкции предприятий, когда техническое перевооружение их влечет за собой не только соблюдение расчетной сейсмичности, но и ее возможное повышение. Вероятно, следует воспользоваться значительным опытом, накопленным при обследовании последствий землетрясений для установления зависимости между остаточными деформациями и затратами на восстановление зданий различных конструктивных схем [2]. Учитывая, что в пределах одного города застройка, как правило, значительно различается по типам, размерам, назначению, срокам эксплуатации, конструктивным решениям, состоянию конструкций зданий и сооружений, объективная оценка сейсмостойкости существующих зданий может быть выполнена только на основе детального обследования объектов с использованием специальных инструментальных методов и теоретических расчетов их сейсмостойкости по действующим нормам и с учетом данных о параметрах прогнозируемого сейсмического воздействия. Эта задача чрезвычайно трудоемка, требует привлечения значительных материально-технических средств и, как правило, не выполняется. Поэтому на первом этапе следовало бы сформулировать требования, регламентирующие необходимый уровень сейсмостойкости всех категорий существующих зданий.

4. Отсутствие четких рекомендаций применительно к застройке особо опасных территорий и строительству особо ответственных зданий и сооружений. Эти вопросы решаются административными органами (министерствами по согласованию с Госстроем СССР) без должного научного обоснования. Сложность заключается в том, что в действительности зоны сейсмичностью выше 9 баллов частично уже застроены, например, в Узбекистане, Казахстане, Таджикистане, Туркмении, Киргизии, и продолжают застраиваться. Причем некоторые из этих районов плотно заселены и характеризуются значительным приростом населения. В сложившихся условиях в некоторых союзных республиках принято волевое решение о разрешении застройки таких территорий. Так, в Узбекистане на площадках сейсмичностью более 9 баллов допускается возводить двухэтажные жилые дома и объекты соцкультбыта со стенами из кирпича по монолитным ленточным фундаментам. Разумеется, при этом не учитываются возможные деформации в грунте и наблюдается несоответствие ряда положений общесоюзным нормам [1].

К особо ответственным зданиям и сооружениям, по-видимому, должны быть отнесены производств, в которых недопустимы трещины, например, химически опасных комбинатов, атомных реакторов. На эти здания недостаточно распространить требова-

ния о повышении расчетной сейсмичности (табл. 5 [1]), так как для них должны быть учтены возможные сейсмические воздействия в зонах сейсмичностью 5 и 6 баллов.

При ликвидации последствий землетрясений приходится сталкиваться с необходимостью решения еще одной дополнительной принципиальной задачи — допустимостью усиления здания до уровня, который не отвечает всем требованиям норм строительства в сейсмических районах применительно к расчетной сейсмичности конкретного объекта. Постановка этой задачи обусловлена изменением сейсмичности участка или расчетной сейсмичности объекта в результате землетрясения, которое повлекло его разрушение или повреждение. При этом конструктивная система и объемно-планировочные параметры сооружения могут не полностью соответствовать требованиям норм сейсмостойкого строительства в части повышенной этажности, отсутствия средней продольной стены, увеличенного расстояния между несущими элементами или антисейсмическими швами, сложной в плане конфигурации здания и др. Не все здания могут быть приведены в соответствие с требованиями современных норм, а снос их экономически нецелесообразен, так как конструкции здания находятся в хорошем состоянии. В этом случае, по-видимому, для каждого конкретного объекта следует допускать возможность временного усиления сейсмостойкости здания выше первоначального даже при отступлении от некоторых нормативных требований для нового строительства. Однако это должно сопровождаться тщательной оценкой надежности (сейсмостойкости) здания с учетом физического износа конструкций (включая расчеты по СНиПу, в том числе на воздействие акселерограмм землетрясений, при необходимости на повышенные коэффициенты приведения сейсмической нагрузки к нормативному уровню), разработкой дополнительных мероприятий по усилению слабых элементов и их проверкой расчетом.

В решении изложенных задач первостепенная роль должна быть отведена научно-исследовательским организациям, чтобы при последующем пересмотре норм «Строительство в сейсмических районах» эти вопросы нашли более полное отражение.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах.
2. Мартемьянов А. И., Ширин В. В. Методика и количественные признаки оценки степени повреждения зданий, пострадавших от землетрясений: Экспресс-информация / ВНИИС. — М., 1986. — № 6. — С. 30—36.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

УДК 624.073.8.014.046.3:69.001.5

В. В. ГНАТЮК, В. В. УЛИТИН, кандидаты техн. наук (ЛТИХП), А. Н. СНИТКО, канд. техн. наук (ЛВВИСУ)

Экспериментально-теоретическое исследование влияния неправильностей на устойчивость цилиндрических панелей при нагреве

Тонкие цилиндрические панели (рис. 1) при нагреве в подавляющем большинстве случаев теряют устойчивость с образованием вмятин, вершины которых направлены к центру кривизны. Для экспериментального исследования этого явления использовался электрический лабораторный тепловой стенд (ЛТС), схема которого показана на рис. 2. Цель испытания — определение критических значений температуры $t_{кр}^3$ в условиях воздействия на тонкие металлические панели квазистационарного температурного поля.

Излучатель 2, режим работы которого (скорость нагрева и максимальная температура) определялся установкой соответствующей ступени на трансформаторе 1, нагревал исследуемую модель 6. Температура излучателя 2 измерялась с помощью термомпары 3 и записывалась на ленте прибора ЭПП. После достижения на излучателе заданной температуры 1000—1200°C открывался экран 5 и тепловой поток поступал на модель 6. Температура модели измерялась в нескольких точках с помощью термомпар

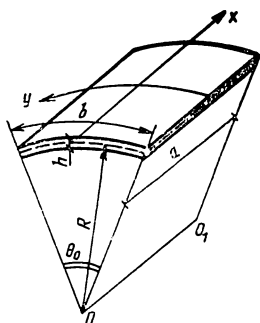


Рис. 1

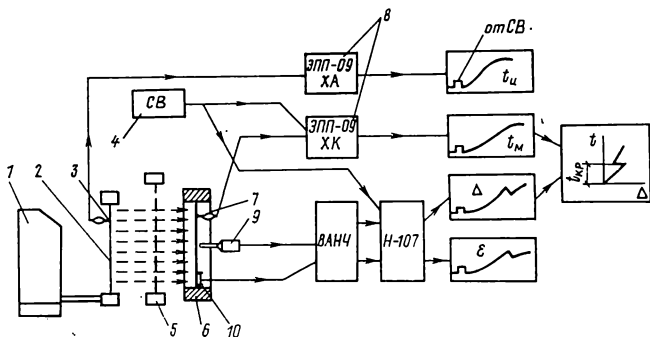


Рис. 2

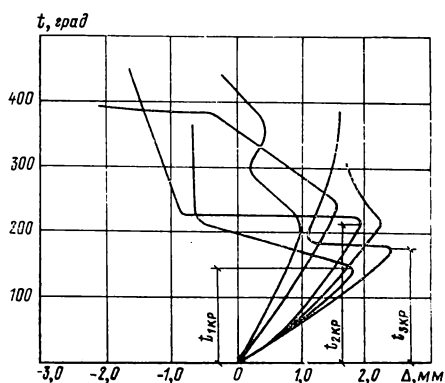


Рис. 3

7 и записывалась на ленте прибора ЭПП 8. При нагреве модели до некоторой заданной температуры экран 5 закрывался. Сигналы от датчиков перемещения 9 и тензодатчиков 10 усиливались с помощью приборов ВАНЧ и записывались на ленту осциллографа Н-107. Все диаграммы, получаемые в процессе эксперимента, были синхронизированы во времени с помощью подачи ступенчатого сигнала от синхронизатора времени 4. Это позволяло определять температуру и прогиб в 12 точках модели в любой момент времени.

Для определения величины $t_{кр}^э$ использовались полученные по результатам эксперимента диаграммы «температура — прогиб» (рис. 3). В качестве критической принималось значение температуры, соответствующей точке резкого излома кривой

$t - \Delta$. Поскольку расположение вмятин на поверхности панели носило случайный характер, наибольшие перемещения могли не совпадать с точками, где стояли датчики перемещений. Поэтому для определения критической температуры использовались также показания тензодатчиков, которые резко изменялись в процессе выпучивания вследствие изменения напряженно-деформированного состояния панели.

Для теоретического определения величины критической температуры использовался принцип минимума полной энергии системы [1], согласно которому задача об упругом равновесии сводилась к исследованию на экстремум функционала полной энергии

$$\mathcal{E} = A + \Pi, \quad (1)$$

где A — работа, произведенная нагрузкой при деформировании; Π — энергия, накопленная при этой деформации в системе (упругий потенциал)

$$A = pU, \quad (2)$$

p — параметр, характеризующий величину нагрузки; U — обобщенное перемещение системы.

Согласно принципу минимума полной энергии системы устойчивому равновесию соответствует минимум функционала (1), т. е. должно выполняться условие

$$p \frac{\partial U}{\partial w_k} + \frac{\partial \Pi}{\partial w_k} = 0, \quad (3)$$

где w_k — параметры, определяющие величину перемещения. Не снижая общности рассуждения, можно представить перемещение системы в виде суммы

$$u = \omega \varphi + f g,$$

где первое слагаемое — перемещение по докритической форме, а второе — по закритической форме. Здесь ω и f — параметры, определяющие величину этих перемещений, а φ и g — функции, определяющие их форму. В докритическом состоянии $f=0$.

Предположим, что φ и g известны. Тогда переходу в закритическое состояние соответствуют три неизвестные величины w_k, f_k, p_k , и система (3) приводит к трем уравнениям [2]:

$$p_k = \frac{\Pi' (w_k, 0)}{U' (w_k, 0)} = \frac{\Pi' (w_k, f_k)}{U' (w_k, f_k)} = \frac{\Pi \cdot (w_k, f_k)}{U \cdot (w_k, f_k)}. \quad (4)$$

Штрихом обозначено дифференцирование по w , точкой — по f .

Поскольку докритический прогиб существенно меньше закритического, то в выражениях для деформации достаточно сохранить только линейные члены. При этом компоненты деформаций и изменений кривизны можно записать в виде [1]

$$\varepsilon_{ij} = A_{ij} w + B_{ij} f + C_{ij} f^2; \quad \chi_{ij} = D_{ij} w + \varepsilon_{ij} f,$$

где $A_{ij}, \dots, \varepsilon_{ij}$ — функции координат срединной поверхности. В этом случае [2]

$$P = a_{20} w^2 + a_{11} w f + a_{02} f^2 + a_{12} w f^2 + a_{03} f^3 + a_{04} f^4;$$

$$U = b_{10} w + b_{01} f + b_{02} f^2.$$

Из (4) сразу получаем общую формулу верхней критической нагрузки (ВКН) для

$$p_{\text{в}} = - \frac{2 a_{20} a_{11} (2 a_{02} a_{12}^2 - 3 a_{03} a_{11} a_{12} + 4 a_{04} a_{11}^2)}{a_{12} (2 a_{02} a_{12}^2 b_{01} - 4 a_{20} b_{02} a_{11} a_{22} + b_{10} a_{11} a_{12}^2)}. \quad (5)$$

Рассмотрим цилиндрическую панель, шарнирно закрепленную по контуру и нагретую затем на t градусов (рис. 1). Параметр нагрузки

$$q = 2(1 + \mu) \alpha t, \quad (6)$$

где μ — коэффициент Пуассона; α — коэффициент линейного расширения.

Прогиб будем аппроксимировать функциями:

$$w = \sin \pi x a^{-1} \cdot \sin \pi y b^{-1}; \quad g = -\sin^2 m \pi x a^{-1} \cdot \sin n \pi y b^{-1}; \quad (7)$$

m и n — число волн потери устойчивости в направлении осей x и y .

Используя (5), выражение для ВКН представим в виде

$$q_{\text{в}} = \Phi(m, n, \lambda, K) h_0^2, \quad (8)$$

где $\lambda = a/b$; $K = b^2/Rh$, $h_0 = h/b$.

Задача отыскания минимума функционала $\Phi_0 = \min \Phi$ решалась на ЭВМ. При этом геометрические параметры панели менялись в пределах $0,5 \leq \lambda \leq 4,0$; $5K \leq 300$, а числа волн — в пределах $m=1 \dots 10$; $n=1 \dots 5$. Результаты расчета представлены в виде таблиц и графиков для функции Φ_0 [2].

Опыты показали, что экспериментальное значение критической температуры $t_{\text{кр}}$ лежит в большинстве случаев значительно ниже теоретического значения $t_{\text{кр}}^T$, определенного по формулам (8) и (6). Для оценки влияния начальных неправильностей модели на величину ВКН используем гипотезу Доннелла и Лью [1]. Представим параметр прогиба по закритической форме в виде суммы

$$\bar{f} = \bar{f}_{\text{в}} + \bar{f}_{\text{н}}, \quad (9)$$

где первое слагаемое соответствует выпучиванию, а второе — начальной неправильности. Критическая нагрузка с учетом неправильностей

$$q_{*} = q_{\text{в}} K_{\text{н}}; \quad K_{\text{н}} = 1 - \Delta q_{\text{в}}/q_{\text{в}}. \quad (10)$$

Задавая форму неправильностей, как и ранее, в виде (7) и используя (9) и (10), получим

$$\Delta q_{\text{в}} = -\pi^2 a_{20} \bar{f}_{\text{н}} h_0^4 K^2 \partial \bar{w}_0 / \partial \bar{f}_{\text{н}}. \quad (11)$$

В этих выражениях

$$\bar{w}_0 = w_0/h; \quad \bar{f}_{\text{н}} = f_{\text{н}}/h.$$

Из (11) видно, что знак приращения ВКН зависит от знака производной, входящей в это выражение, и от направления начальной неправильности. Величина $\partial \bar{w}_0 / \partial \bar{f}_{\text{н}}$ всегда больше нуля. Поэтому начальная погибь, направленная к центру кривизны, приводит к снижению ВКН, а направленная в сторону выпуклости — к повышению ВКН.

Теоретические результаты сопоставлялись с результатами испытаний на ЛТС 47 панелей при изменении параметров λ и K в указанном выше диапазоне. Перед началом испытаний проводился обмер начальных неправильностей. Для этого в 20 точках на поверхности панели с помощью микрометра на базе 100 мм измерялись отклонения поверхности от прямолинейной образующей. Коэффициент $K_{\text{н}}$ определялся по результатам испытаний и расчетным путем по результатам обмеров начальных неправильностей. По результатам испытаний определялась величина коэффициента $K_{\text{н}}^{\text{э}} = t_{\text{кр}}^{\text{э}}/t_{\text{кр}}^T$, которая, как оказалось, находилась в пределах 0,576 ... 1,46 и имела нижнюю границу 5,5%-го доверительного интервала 0,433. По результатам обмеров каждой панели с помощью (6) определялась величина $\Delta q_{\text{в}}/q_{\text{в}}$. Доверительный интервал для этого отношения имел границы 0,221 ... 0,589. По большему значению этой величины с помощью

выражения (12) определялась нижняя граница $K_{нн}=0,411$, это говорит об удовлетворительном согласовании результатов эксперимента и теории.

Таким образом, в статье показано, что начальные неправильности существенно влияют на величину критической температуры, причем могут как понижать, так и повышать ее. Приближенная оценка этого влияния с помощью гипотезы Доннела и Лу позволяет получить зависимости, достаточно точно отражающие это влияние.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Вольмир А. С. Устойчивость упругих систем. — М., 1963. — 879 с.
2. Улитин В. В. Об одном способе определения критических нагрузок при исследовании устойчивости упругих систем // Строит. механика сооружений: Межвуз. темат. сб. — Л., 1980. — С. 127—137.

В ПОМОЩЬ РАБОТНИКАМ ПРОЕКТНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ

УДК 624.04:721.011.27

Ю. И. НЕМЧИНОВ, д-р техн. наук, А. В. ФРОЛОВ, канд. техн. наук,
Л. А. ЖАРКО, инж. (НИИСК Госстроя СССР, Киев)

Учет проемности в пространственных расчетных схемах зданий с несущими стенами

1. Введение. В практике проектирования многоэтажных зданий различных конструктивных систем на выбор расчетной схемы при расчете их на прочность и деформативность существенное влияние оказывают дверные и оконные проемы. Соотношение между жесткостями надпроемных перемычек (связей) и столбов (пилонов) диафрагм при расчете на горизонтальные и вертикальные нагрузки учитывается коэффициентом проемности (параметром проемности, коэффициентом качества) [1—4], устанавливающим границы перехода от сплошных континуальных моделей к моделям дискретным.

В настоящей статье рассмотрены критерии коэффициентов проемности и даны рекомендации:

по назначению пространственных расчетных схем многоэтажных зданий различных конструктивных систем (крупнопанельной, объемно-блочной, панельно-блочной, каркасно-панельной с диафрагмами или ядрами жесткости и др.) в зависимости от характера распределения напряжений в их конструктивных элементах;

по выбору количества аппроксимирующих функций при расчете конструкций методом пространственных конечных элементов.

2. Постановка задачи и критерии выбора расчетных схем зданий. Анализ напряженно-деформированного состояния многоэтажных бескаркасных зданий как единых пространственных систем показал преимущества применения метода пространственных конечных элементов (МПКЭ) и вычислительного комплекса «КОНТУР» перед другими численными и аналитическими методами. Основы МПКЭ и особенности его использования при статическом и динамическом расчете зданий изложены в работах [5—8]. Выбор надлежащей пространственной модели сооружения зависит от соотношения между жесткостями перемычек и пилонов [9, 10]. Кроме того, для МПКЭ переход от одной расчетной схемы к другой важен с точки зрения выбора аппроксимирующих функций, количество которых оказывает влияние на размер матрицы жесткости пространственного конечного элемента, что в конечном итоге определяет затраты машинного времени на решение задачи. При этом функции формы метода Власова—Канторовича принимаются в виде полиномов Чебышева I рода.

При назначении расчетной схемы диафрагмы могут встретиться три случая распределения напряжений в диафрагме, представленные на рис. 1 для диафрагмы с одним проемом [1]: при абсолютно жестких перемычках, когда эпюра нормальных напряжений в поперечной диафрагме близка к эпюре соответствующей гипотезы плоских сечений для всей диафрагмы (рис. 1,а); при упругоподатливых перемычках, для которых характерна совместная работа перемычек и пилонов (рис. 1,б); при абсолютно гибких перемычках, когда пилоны работают независимо (рис. 1,в). Этим случаям распределения напряжений по поперечному сечению диафрагмы с проемами отвечают пространственные расчетные модели зданий, показанные на рис. 2.

Назначение той или иной расчетной модели здания зависит от конкретных особенностей сооружения и вида нагрузок. Для выбора критериев оценки расчетных схем зданий были проведены многовариантные расчеты поперечных диафрагм здания (рис. 3), нагруженных четырьмя типами нагрузок (горизонтальная, сосредоточенная в верхнем

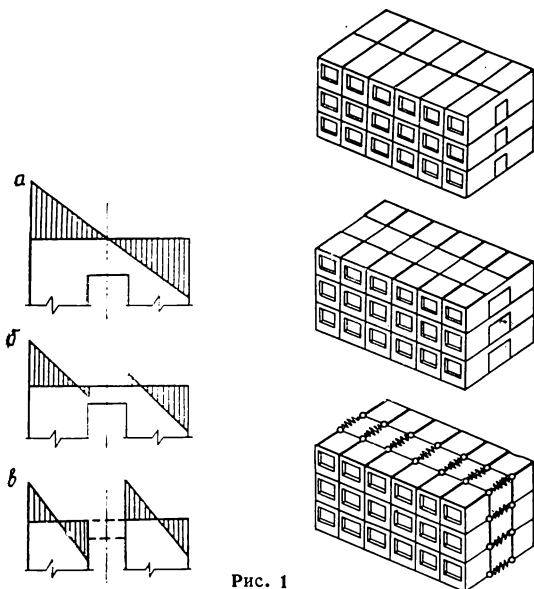


Рис. 1

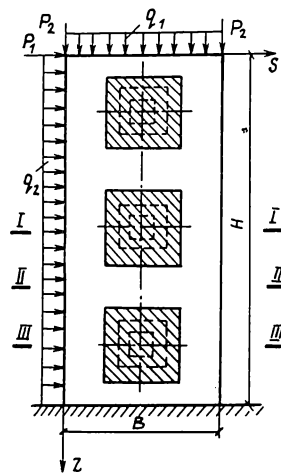


Рис. 2

Рис. 3

уровне; горизонтальная, распределенная по высоте диафрагмы; вертикальная, сосредоточенная по верхней торцовой плоскости, и вертикальная, распределенная по этой плоскости). При этом размеры проемов в пределах каждого этажа трехэтажной диафрагмы варьировались в пределах от 3 до 40% площади поверхности всей конструкции (заштрихованная область на рис. 3); форма проемов была принята прямоугольной.

Для численного анализа напряженного и деформированного состояния несущей стены здания при исследовании коэффициента проемности и количества аппроксимирующих функций использовалась традиционная схема метода конечных элементов (программа «ЛИРА») и МКЭ (программа «КОНТУР»). Применение обеих программ дало сопоставимые результаты при рассмотрении сплошных сечений, в местах же расположения проемов и приложении сосредоточенных сил сопоставимость результатов достигалась лишь при значительно учащенной сетке разбиений в расчетах по МКЭ. Необходимость увеличивать частоту сетки разбиений усложняет решение задачи по МКЭ; следовательно, МКЭ позволяет более эффективно выявить зоны концентрации напряжений.

3. Основные результаты анализа. За критерий перехода от одной расчетной схемы к другой был принят, как указывалось, вид эпюры напряжений. При этом анализировались несколько характерных сечений исследуемой конструкции (рис. 3), что позволило в последующем сделать выводы о зависимости вида эпюр нормальных напряжений σ_z не только от типа сечения, но и от уровня напряженного состояния (см. таблицу).

Тип расчетной схемы	$F_{пр}/F_{ст}, \%$	Предлагаемые граничные величины коэффициента проемности, вычисленные по методикам			
		[1]	[2]	[3]	[4]
При абсолютно жестких перемычках (сплошная)	≤ 10	≥ 2	≥ 4	≥ 5	≥ 10
При упругоподатливых перемычках (рамная)	10...20	0,5...2	1...4	1...5	1...10
При абсолютно гибких перемычках (отдельные консоли)	≥ 20	$\leq 0,5$	≤ 1	≤ 1	≤ 1

В связи с тем, что горизонтальная нагрузка является определяющей для оценки характера распределения напряжений в горизонтальных сечениях диафрагмы, выводы и рекомендации даны для этого типа нагрузки. В результате сравнения полученных эпюр напряжений в характерных сечениях диафрагмы с эпюрами напряжений, соответствующими принятым критериям перехода расчетных схем, были установлены границы изменения отношения площади проемов $F_{пр}$ к общей площади стен $F_{ст}$, которые могут быть использованы для выбора пространственных расчетных схем зданий с несущими стенами (таблица). Принятым в таблице типам расчетной схемы соответствуют эпюры напряжений σ_z от горизонтальной нагрузки в сечениях I—I (рис. 4, а, б, в), II—II (рис. 4, г, д, е), III—III (рис. 4, ж, з, и), показанные на рис. 4.

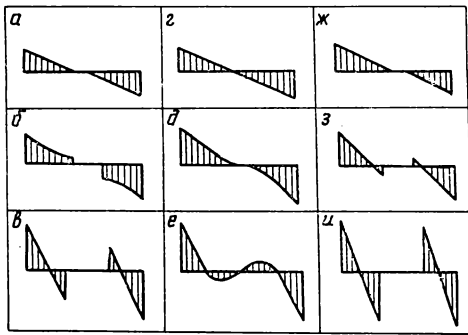


Рис. 4

Использование коэффициента проемности для выбора расчетной модели здания не всегда дает возможность установить четкие границы перехода от одной расчетной схемы к другой. Так, при размерах проемов в диафрагме, составляющих 3% от площади поверхности всей конструкции, методики определения коэффициента проемности, приведенные в [2, 4], характеризуют ее как рамную, а по [3] расчетную схему следует принимать в виде сплошного сечения. При этом конструктивные решения диафрагмы, принятой нами для исследования, и анализируемые в работах [1—4] полностью совпадают. Зависимости между коэффициентом проемности и прогибом диафрагмы, представленные на рис. 5, позволяют для каждой из методик [1—4]

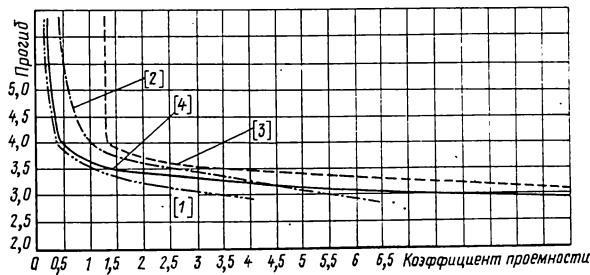


Рис. 5

выделить три участка, отвечающих предлагаемым в таблице граничным величинам коэффициентов проемности и типам расчетных схем поперечных диафрагм: 1 — сплошной; 2 — рамной; 3 — отдельных консолей. Проведенный анализ прогибов и напряжений в горизонтальных сечениях диафрагмы позволил уточнить граничные значения коэффициентов проемности, рекомендуемых для вычислений по формулам, приведенным в [2—4], и определить эти значения при использовании методики, содержащейся в [1] (таблица). Определять значения коэффициента проемности предлагается по методике [1], как наиболее полно учитывающей компоненты деформации пилона и перемычки.

4. Выводы. 1. При назначении пространственных расчетных схем зданий с использованием коэффициента проемности рекомендуется принимать границы перехода от одной расчетной схемы к другой в соответствии с данными, приведенными в таблице.

2. При расчете зданий по МКЭ в зависимости от действующих нагрузок при рассмотрении конструкции несущих диафрагм: а) как сплошной — достаточно задавать 5—7 аппроксимирующих функций метода Власова—Канторовича; б) как рамной — 7—10; в) как отдельных консолей — перемычки следует моделировать дискретными или континуальными схемами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дроздов П. Ф., Себекин И. М. Проектирование крупнопанельных зданий. — М.: Стройиздат, 1967. — 416 с.
2. Енделе М., Шейнога И. Высотные здания с диафрагмами и стволami жесткости. — М.: Стройиздат, 1980. — 336 с.
3. Гоши Б. Статика и динамика зданий с листовым каркасом. — М.: Стройиздат, 1984. — 124 с.
4. Дыховичный Ю. А. Конструирование и расчет жилых и общественных зданий повышенной этажности. — М.: Стройиздат, 1970. — 248 с.
5. Немчинов Ю. И. Расчет пространственных конструкций. — Киев: Будівельник, 1980. — 232 с.
6. Немчинов Ю. И., Фролов А. В. Расчет зданий и сооружений методом пространственных конечных элементов // Строит. механика и расчет сооружений. — 1981. — № 5. — С. 29—33.
7. Методические рекомендации по расчету зданий и сооружений как пространственных систем и их элементов на статические и динамические воздействия с применением программы «КОНТУР» — Киев: НИИСК, 1984. — 101 с.
8. Немчинов Ю. И., Крещенко Л. Ф. Расчет тонкостенных конструкций на основе деформационной теории пластичности методом пространственных конечных элементов // Строит. механика и расчет сооружений. — 1986. — № 3. — С. 44—47.
9. Лишак В. И. Расчет бескаркасных зданий с применением ЭВМ. — М.: Стройиздат, 1977. — 176 с.
10. Дроздов П. Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. — М.: Стройиздат, 1977. — 223 с.

А. К. ЮСУПОВ, д-р техн. наук, А. Р. МЕРЕБАШВИЛИ, канд. техн. наук
(Дагестанский политехнический институт, Махачкала)

Применение МКЭ к определению вертикальных перемещений трубопроводов в пучинистых грунтах

Интенсивное освоение Западно-Сибирских месторождений газа и нефти связано с повышением значения трубопроводного транспорта как средства материального обеспечения энергетики.

Трубопровод магистральной линии находится в сложном напряженном состоянии под воздействием различных факторов. В настоящей статье, в частности, рассматривается возникновение дополнительных напряжений от морозного пучения грунта. Под морозным пучением понимается [1] увеличение объема грунта при его промерзании в результате перехода грунтовой влаги в лед. Поскольку исследование физической стороны пучения не является целью настоящей статьи, то для описания рассматриваемого явления использовались результаты, опубликованные в соответствующей литературе.

Оценка взаимодействия пучащегося грунта с трубопроводом представляется сложной задачей, особенно в том случае, если это касается магистральных газопроводов большого диаметра, размеры которых соизмеримы с мощностью промерзающей толщи.

Проведение натурных экспериментов, результаты которых могли бы в полной мере осветить этот вопрос, весьма затруднительно. В полевых условиях такие исследования заняли бы многие годы, в лабораторных — они требуют создания крупногабаритного дорогостоящего оборудования. В этой связи моделирование на ЭВМ взаимодействия трубопровода с пучащимся грунтом позволяет производить численные эксперименты для выявления качественной и количественной сторон процесса.

Появление дополнительных изгибных напряжений в трубопроводе, находящемся в пучинистом грунте, связано с неравномерностью процесса пучения по длине трубопровода. Авторами настоящей статьи ранее [2] была получена разрешающая система дифференциальных уравнений, позволяющая оценить напряженно-деформированное состояние трубопровода при неравномерных вертикальных перемещениях его оси. Расчетная схема трубопровода принималась в виде нелинейно-упругого стержня, находящегося в упругой среде. Функция пучения $W^*(x)$ при этом предполагалась известной. В случае наземной прокладки трубопровода она действительно может считаться определенной и совпадающей с профилем поднятия дневной поверхности грунта. В случае подземной прокладки трубопровода ординаты $W^*(x)$ неизвестны и должны соответствовать вертикальным перемещениям поперечного сечения трубы, возникающим из-за пучения окружающего грунта, без учета изгибной жесткости трубопровода, так как последняя входит в разрешающую систему уравнений [2].

Для определения значений $W^*(x)$ при подземной прокладке в настоящей статье предложена модель полуплоскости с находящимся в ней кольцом, соответствующим сечению трубопровода, причем полуплоскость располагается перпендикулярно продольной оси трубы. Для исследования этой модели был использован пакет прикладных программ «Лира» [3], реализующий метод конечного элемента. Пакет включает в себя обширную библиотеку конечных элементов и применим для решения широкого класса задач. При этом наличие высокого внутреннего давления в трубопроводе и отсутствие сосредоточенных сил позволили заменить рассматриваемое кольцо жестким диском, представив последний вписанным многоугольником. В результате численных экспериментов на ЭВМ было выяснено, что наиболее подходящим в смысле приемлемой точности и минимального времени счета является правильный восьмиугольник.

Расчетная схема МКЭ с разбивкой на конечные элементы плосконапряженной системы показана на рис. 1. Размеры рассматриваемой области определялись методом подбора по стабилизации результатов экспериментов. В частности, при $D=1,4$ м и $h_0=0,8$ м было принято $h_1=5$ м, $b=8$ м.

Известно [4], что определение напряжений поля, вызванного пучением грунта, имеет математическую аналогию с задачами о температурных напряжениях. В соответствии с этим для моделирования пучения конечные элементы, на которые разбита упругая полуплоскость, подвергались воздействию перепада температур. При этом перепад температур подбирался таким образом, чтобы при соответствующем коэффициенте линейного расширения величина поднятия свободного края полуплоскости соответствовала поднятию дневной поверхности пучащегося грунта.

Возможность подавать на каждый конечный элемент свой температурный перепад позволила моделировать различные варианты распределения интенсивности пучения по глубине.

В качестве количественной оценки пучения использовалась величина модуля пучения $m=h/z_0$, где h — величина поднятия дневной поверхности грунта при промерзании грунтовой толщи мощности z_0 .

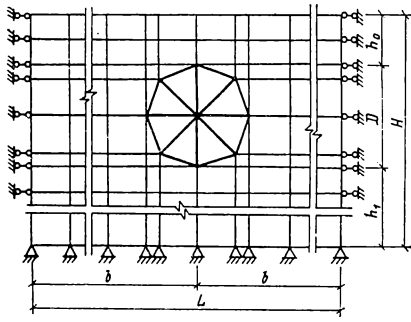


Рис. 1

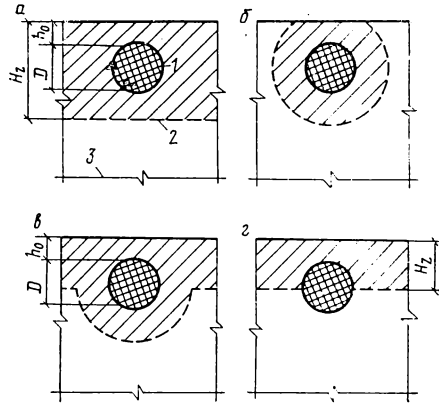


Рис. 2

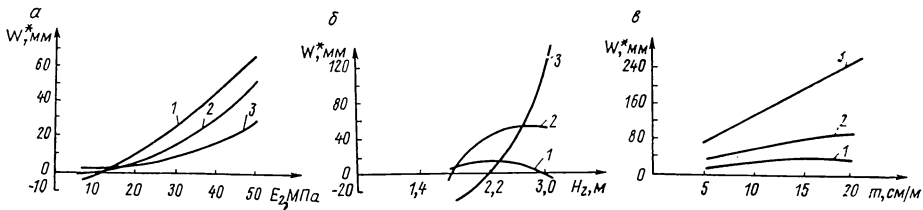


Рис. 3

В ходе численных экспериментов были определены вертикальные перемещения жесткого диска при варьировании механических свойств грунта, глубины промерзания, модуля пучения. Рассмотрены также различные схемы промерзания грунта, показанные на рис. 2. На рисунке: 1 — трубопровод; 2 — промерзший грунт; 3 — немерзлый (подстилающий) грунт. Схемы 2,б в учитывают образование ореола мерзлого грунта вокруг трубопровода при транспортировании охлажденного продукта [5, 6].

Как показали численные эксперименты на ЭВМ, изменение модуля деформации мерзлого грунта E_1 практически не влияет на величину W^* , так как значение E_1 достаточно велико даже для слабых грунтов. Что касается подстилающих, непромерзших грунтов, то их деформативные свойства в значительной степени влияют на величину поднятия диска. Графики таких зависимостей для различных схем промерзания грунта показаны на рис. 3,а. При этом кривые 1, 2, 3 отвечают схемам, приведенным соответственно на рис. 2,а, б, в.

На рис. 3,б приведены графики зависимости W^* от глубины промерзания H_2 . Модуль пучения $m=8,75$ см/м, схема промерзания взята по рис. 2,а, кривые 1, 2, 3 отвечают соответственно модулю деформации подстилающего слоя грунта $E_2=10, 30, 50$ МПа.

На рис. 3,в показаны графики зависимости W^* от модуля пучения при промерзании по схеме, показанной на рис. 2,б. Толщина ореола промерзания, в соответствии с результатами теоретических и экспериментальных исследований [5], была принята равной двум метрам — примерно полутора диаметра трубы. Кривые 1, 2, 3 соответствуют значениям $E_2=10, 30, 50$ МПа.

В общем случае вертикальное перемещение центра жесткого диска в пучащемся грунте может быть представлено в виде: $W^*=f(n_0, H_2, m, E_2)$ где n_0 — номер схемы промерзания.

В качестве примера рассмотрена аналитическая зависимость при промерзании по схеме 2,а. В соответствии с математическими методами планирования эксперимента [7] уравнение процесса представляется в виде аддитивно-нелинейной функции

$$W^* = \bar{W}^* + \sum_{i=1}^n f_i(c_i),$$

где \bar{W}^* — средний выход процесса для всей серии экспериментов; $f_i(c_i)$ — эффект i -го фактора; n — число факторов.

Нелинейные функции были получены путем аппроксимации методом наименьших квадратов графических зависимостей $f_i(c_i)$, полученных для каждого фактора в результате экспериментов на ЭВМ. По ортогональному плану 3×3 каждый фактор изменяется на трех уровнях и эффект фактора, находящегося на каком-либо уровне, определяется при изменении значений других факторов на всех трех уровнях.

Окончательно получено:

$$W^* = 8,73 - 3,057 H_2 + 0,7837 H_2^2 - 1,847 m + 0,09118 m^2 - 0,0798 E_2 + 0,002598 E_2^2.$$

Для проверки этой формулы W^* определены при условиях: $H_2 = 3$ м; $m = 8.75$ см/м; $E_2 = 50$ МПа. По формуле $W^* = 6,8$ см. По результатам численного эксперимента на ЭВМ $W^* = 7,3$ см, т. е. разница составляет около 6%, что вполне допустимо для практических расчетов.

Аналогично получены зависимости W^* от различных факторов и для других схем промерзания.

Таким образом, предложенная здесь модель позволяет вычислять на ЭВМ ординаты функции пучения в случае заглубленного в грунт магистрального трубопровода. Используя методику, изложенную в [2], можно дать оценку напряженно-деформированного состояния такого трубопровода в условиях морозного пучения грунта.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Далматов Б. И. Воздействие морозного пучения грунтов на фундаменты сооружений. — М. — Л.: Госстройиздат, 1957. — 60 с.
2. Юсупов А. К., Меребашивили А. Р. Расчет стальных трубопроводов в условиях низких температур и морозного пучения грунта основания // Строит. механика и расчет сооружений. — 1982. — № 6. — С. 16—19.
3. Козачевский А. И. К расчету сложных инженерных сооружений на ЕС ЭВМ // Строит. механика и расчет сооружений. — 1981. — № 4. — С. 57—58.
4. Поляккин Г. Н., Ким А. Р., Пусков В. И. Оценка напряженно-деформированного состояния промерзшего слоя грунта при его взаимодействии с боковой поверхностью фундамента // Инженерно-геологические условия и особенности фундаментостроения при транспортном строительстве в Сибири. — Новосибирск. — 1980. — С. 50—58.
5. Далматов Б. И., Ласточкин В. С. Устройство газопроводов в пучинистых грунтах. — Л.: Недра, 1978. — 199 с.
6. Иванцов О. М., Двойрис А. Д. Низкотемпературные газопроводы. — М.: Недра, 1980. — 303 с.
7. Грачев Ю. П. Математические методы планирования эксперимента. — М.: изд. Московского технол. ин-та пищевой промышленности, 1971. — 18 с.

УДК 624.073.2.046:681.3

Е. Б. ФРАЙФЕЛЬД, канд. техн. наук (ПромстройНИИпроект, Харьков)

О применении суперэлементов при расчетах сложных фундаментных конструкций

В статье рассматривается задача расчета пространственного каркасного сооружения совместно с фундаментной конструкцией достаточно произвольного вида как единого целого. При расчете и проектировании плитных фундаментов подобных сооружений рекомендуется использовать модели основания с распределительными свойствами, в частности, упругий слой конечной толщины, подстилаемый несжимаемым полупространством [1]. Применение таких моделей по сравнению с винклеровой моделью или моделью переменного коэффициента жесткости приводит к значительным трудностям, связанным с тем, что перемещения поверхности основания не носят локального характера при воздействии локальной нагрузки. Поэтому фундаментную конструкцию невозможно расчленить на отдельные независимые элементы (штампы, стержни, конечные элементы обычного типа) и применить стандартную процедуру МКЭ. Приходится рассматривать всю фундаментную часть сооружения как единое целое — суперэлемент сложной структуры и для построения его матрицы жесткости применять вспомогательный, но тем не менее достаточно сложный вычислительный прием.

Рассмотрим эти приемы для основных типов фундаментных конструкций.

1. Отдельно стоящие фундаменты под колонны. Каждый такой фундамент считается жестким недеформируемым штампом на упругом основании. Множество всех фундаментов представляет собой единый суперэлемент. Каждому i -му фундаменту приписывается три степени свободы — вертикальное перемещение v_i и два поворота θ_{iw} и θ_{iu} вокруг двух горизонтальных осей местной системы координат. Если в суперэлемент входит n фундаментов, то можно записать матричное равенство порядка $3n$

$$\begin{pmatrix} v_1 \\ \theta_{1w} \\ \theta_{1u} \\ v_2 \\ \dots \\ v_n \\ \theta_{nw} \\ \theta_{nu} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} w_{1v1v} & w_{1v1w} & w_{1v1u} & w_{1v2v} & \dots & w_{1vnv} & w_{1vnw} & w_{1vnu} \\ w_{1w1v} & w_{1w1w} & w_{1w1u} & w_{1w2v} & \dots & w_{1wnv} & w_{1wnw} & w_{1wnu} \\ w_{1u1v} & w_{1u1w} & w_{1u1u} & w_{1u2v} & \dots & w_{1unv} & w_{1unw} & w_{1unu} \\ w_{2v1v} & w_{2v1w} & w_{2v1u} & w_{2v2v} & \dots & w_{2vnv} & w_{2vnw} & w_{2vnu} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ w_{nv1v} & w_{nv1w} & w_{nv1u} & w_{nv2v} & \dots & w_{nvnv} & w_{nvnw} & w_{nvnu} \\ w_{nw1v} & w_{nw1w} & w_{nw1u} & w_{nw2v} & \dots & w_{nwnv} & w_{nwnw} & w_{nwnu} \\ w_{nu1v} & w_{nu1w} & w_{nu1u} & w_{nu2v} & \dots & w_{nunv} & w_{nunw} & w_{nunu} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} N_1 \\ M_{1w} \\ M_{1u} \\ N_2 \\ \dots \\ N_n \\ M_{nw} \\ M_{nu} \end{pmatrix}$$

$$\text{или } Z_M = W R_M.$$

Здесь $w_{i\alpha j\beta}$ — обобщенное перемещение поверхности основания по направлению α в центре фундамента i от единичного обобщенного усилия по направлению β , приложенного к фундаменту j , в местной системе координат фундамента i . Обратив это матричное равенство и применив обычную процедуру перехода от местной системы координат к общей, получим

$$R_0 = C' W^{-1} C Z_0,$$

где C — матрица направляющих косинусов; C' — матрица, транспонированная к C . Матрица $C'W^{-1}C$ и является матрицей жесткости рассматриваемого суперэлемента. Ее члены накапливаются на соответствующих местах общей матрицы реакций всей конструкции. После решения системы уравнений метода перемещений и определения столбца Z_0 фактические усилия N_i, M_{iw}, M_{iu} , действующие на i -й фундамент, являются компонентами вектора R_M , стоящими в нем на местах $3i-2, 3i-1$ и $3i$. Вектор R_M определяется равенством $R_M = W^{-1}CZ_0$. Усилия N_i, M_{iw}, M_{iu} теперь можно использовать для расчета непосредственно i -го фундамента.

2. Плитные фундаменты. Расчетной моделью таких фундаментов являются тонкие или средней толщины пластинки на упругом основании, которые и рассматриваются в данном случае как суперэлемент. Допустим, что на такую плиту опирается n колонн. Тогда можно записать матричное равенство порядка $3n$ $Z = WR$. Отсюда W^{-1} и является матрицей жесткости суперэлемента — плиты на упругом основании; ее члены также накапливаются на поле общей матрицы реакций. Загрузим теперь плиту нагрузкой, соответствующей действующим непосредственно на нее вариантам загружений (число которых равно r) и после расчета изолированной плиты получим матрицу перемещений Z_p . Грузовые реакции в связях тогда определяются с помощью соотношения

$$R_p = W^{-1} Z_p, \quad (1)$$

где Z_p и R_p являются на этот раз матрицами, содержащими r столбцов. Элементы R_p накапливаются на соответствующих местах столбцов свободных членов общей матрицы реакций. После решения системы уравнений метода перемещений и определения действительных перемещений конструкции Z усилия контакта в точках опирания колонн определяются с помощью равенства (1); к ним добавляется нагрузка, приложенная непосредственно к фундаментной плите (рис. 1). Окончательные усилия и перемещения в плите становятся известными после ее расчета на это суммарное воздействие.

Естественно, что для применения методики, описанной выше, необходимо иметь аппарат, позволяющий определять перемещения жесткого штампа на упругом основании рассматриваемого типа, или плиты на этом же основании от приложенных к ним нагрузок. Такой аппарат существует; так, для жесткого штампа он описан в работе [2]; фундаментную плиту можно рассчитать с помощью программы для ЭВМ, приведенной в [3].

3. Ленточные фундаменты в виде пересекающихся балок. Как и в предыдущих случаях, в каждый из n узлов пересечения балок вводятся три связи. Суперэлементом в данном случае является стержневая решетка, матрица жесткости которой имеет порядок $3n$. Подошву гибкой части каждого из s стержней этой решетки разделим на m равных частей-участков (условия равенства частей подошвы каждого из стержней, как и равенства количеств участков различных стержней необязательны и введены только для удобства вычислений). Отдельные площади выделяются и под бесконечно-жесткими участками в узлах пересечения балок. Благодаря этому и учитывается наличие этих участков, и исключается взаимное перекрывание подошв балок разных направлений в узлах конструкции. В центре каждой из площадок между ней и упругим основанием вводим стержень — связь и нумеруем эти связи подряд идущими номерами от 1 до $k = ms + n$.

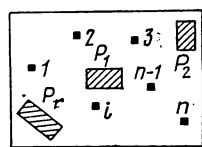


Рис. 1

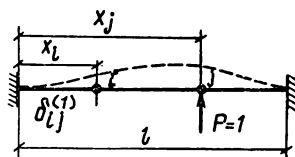


Рис. 2

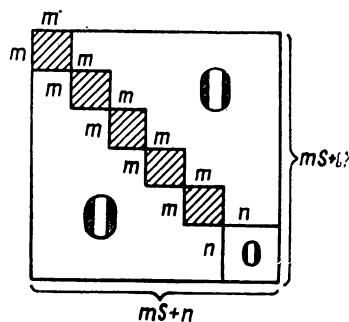


Рис. 3

Дальше поступаем аналогично методу Жемочкина [4]. Для некоторой i -й связи можно записать

$$\sum_{j=1}^k \delta_{ij} z_j + \Delta_{i p} = 0. \quad (2)$$

Составив подобные уравнения для всех связей, получим систему линейных алгебраических уравнений порядка k . Здесь каждое перемещение состоит из двух частей

$$\delta_{ij} = \delta_{ij}^{(0)} + \delta_{ij}^{(1)},$$

где $\delta_{ij}^{(0)}$ — осадка граничной поверхности основания в точке приложения связи i от единичной силы, равномерно распределенной по площадке, расположенной у связи j ; $\delta_{ij}^{(1)}$ — перемещение i -й точки, лежащей на одной из балок, от действия единичной силы, приложенной к точке j той же балки. Если точки i и j лежат на разных балках или точка j совпадает с одним из n узлов, то $\delta_{ij}^{(1)} = 0$.

Перемещения $\delta_{ij}^{(1)}$ можно вычислить, например, с помощью метода начальных параметров. Для балки, нагруженной единичной силой, с двумя защемленными концами

$$\delta_{ij}^{(1)} = \frac{(l - x_j) x_i k}{l E I} \frac{x_j (l - 2 x_j) + (1 + 12 k) l^2}{1 + 12 k} + \frac{x_j (l - x_j) x_i^2}{2 l^2 E I} \times \\ \times \frac{l (1 + 6 k) - x_j}{1 + 12 k} - \frac{(l - x_j) x_i^3}{6 l^3 E I} \frac{x_j (l - 2 x_j) + (1 + 12 k) l^2}{1 + 12 k}, \quad (3)$$

если $x_i \leq x_j$ (рис. 2); если же $x_i > x_j$, то в выражение (3) добавляется еще член

$$(x_i - x_j)^3 / 6 E I - k l^2 (x_i - x_j) / E I.$$

Здесь $k = EI/l^2 G \omega$; EI , $G \omega$ — соответственно изгибная и сдвиговая жесткости балки.

Таким образом, матрицу $\{\delta_{ij}\}$ можно представить в виде суммы двух матриц: блочной квазидиагональной матрицы $\{\delta_{ij}^{(1)}\}$ прогибов балок от единичных сил, имеющей структуру, показанную на рис. 3, и полностью заполненной матрицы $\{\delta_{ij}^{(0)}\}$ осадок основания от действия таких же сил.

Осадка граничной поверхности основания $\{\delta_{ij}^{(0)}\}$ определяется выражением:

$$\delta_{ij}^{(0)} = \frac{1}{F} \iint_F K(x, y, \xi, \eta) d\xi d\eta, \quad (4)$$

где F — площадь участка балки; $K(x, y, \xi, \eta)$ — ядро, зависящее от выбранной модели основания. Практические способы вычисления осадок приведены в работе [5].

Столбцы свободных членов $\Delta_{i p}$ системы уравнений (2) от обобщенных воздействий, приложенных к стержням суперэлемента, вычисляются как и единичные перемещения $\delta_{ij}^{(1)}$ с помощью метода начальных параметров. Количество столбцов свободных членов равно $3n + r$, где r — число действующих на конструкцию вариантов нагружения. Структура этих столбцов такова, что ненулевые элементы $\Delta_{i p}$ заполняют группы по m чисел в тех уравнениях, которые соответствуют точкам балок, нагруженных (или испытывающих обобщенное воздействие) в рассматриваемом варианте. Если обобщенное воздействие приложено к поверхности основания (например, в виде пригрузки), то соответствующий ему столбец свободных членов оказывается заполненным полностью, а его члены вычисляются с помощью соотношения (4).

Такой подход можно применять и при моделях основания, не обладающих распределительным свойством. В этом случае матрица $\{\delta_{ij}^{(0)}\}$ вырождается в диагональную, а вся система уравнений (2) распадается на s блоков порядка m каждый и n отдельных уравнений первого порядка.

После решения системы уравнений (2) под каждой из балок решетки определяются эпюры отпоров, возникающих от единичных перемещений связей и от вариантов внешних обобщенных воздействий. Затем в наложенных на узлы связях вычисляются реакции от рассматриваемого воздействия и возникающего от него отпора. Эти реакции и являются компонентами матрицы жесткости рассматриваемого суперэлемента.

Как и в предыдущих случаях, после решения системы уравнений метода перемещений и определения Z для всех вариантов нагружения усилия в стержнях фундаментного суперэлемента определяются обычным способом от действующих на них обобщенных воздействий. При этом вместе с обобщенным воздействием учитывается и возникающий от него отпор. Отпор вычисляется с помощью векторного равенства

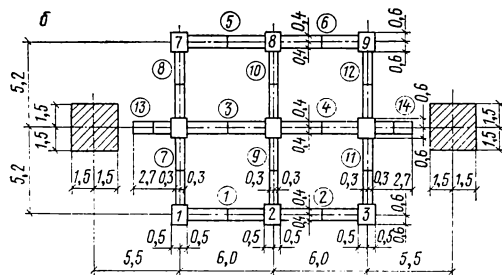


Рис. 4

$$\bar{p}^{(s)} = \bar{p}_p^{(s)} + \sum_{i=1}^{3n} \bar{p}_i z_i^{(s)},$$

где s — номер очередного варианта загрузки; \bar{p}_i и $\bar{p}_p^{(s)}$ — отпоры под рассматриваемым стержнем в основной системе от единичного перемещения i -й связи и s -го варианта обобщенного воздействия; $z_i^{(s)}$ — перемещение i -й связи в s -м варианте загрузки.

Описанная в п. 3 методика в настоящее время реализована в программе ПРОФКОН [6] для ЭВМ серии ЕС.

В качестве примера рассмотрим расчет с помощью этой программы пространственной каркасной конструкции с фундаментами в виде перекрестных лент, показанной на рис. 4, а, на два варианта загрузки. В первом варианте сосредоточенные силы приложены посередине каждого фундаментного стержня; во втором — две области основания, заштрихованные на рис. 4, б, загружены пригрузкой. В узлах конструкции имеются бесконечно-жесткие участки; для фундаментной части их размеры показаны на рис. 4, б. Продольные стержни фундаментной части имеют жесткость, $\text{kH}\cdot\text{м}^2$: изгибную — 20 000; крутильную — 10 000; сдвиговую, kH — 40 000; поперечные стержни —

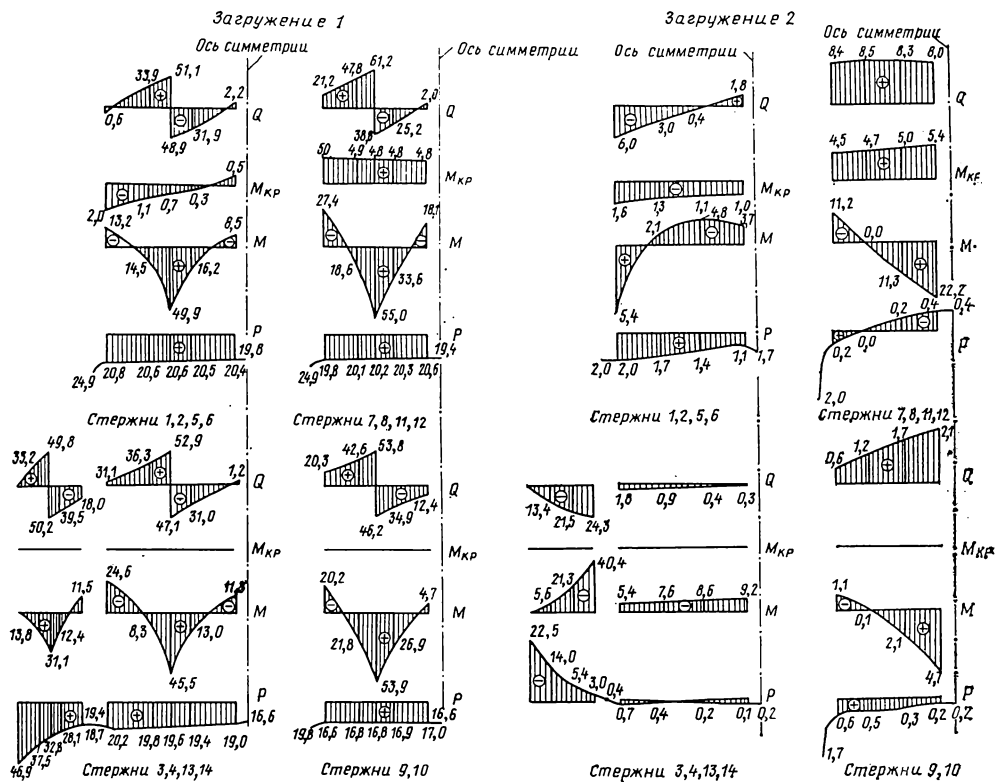


Рис. 5

соответственно 30 000, 15 000, 60 000. Стержни каркаса имеют все виды жесткостей такого же порядка по величине. В качестве модели основания принято упругое однородное полупространство с модулем деформации $E_0=200$ МПа и коэффициентом Пуассона $\mu=0,35$.

Для решения вспомогательной задачи делим подошву каждого стержня на два участка; поскольку в узлах пересечения продольных и поперечных балок имеются бесконечно-жесткие участки, то каждый из них выделяется в отдельную площадку. Таким образом, порядок матрицы (2) равен $14 \cdot 2 + 9 = 37$. Поскольку фундаментная часть конструкции имеет девять узлов, то число столбцов свободных членов вспомогательной задачи равно $9 \cdot 3 + 2 = 29$. Общая матрица перемещений имеет порядок $9 \cdot 3 + 9 \cdot 6 = 81$, число столбцов свободных членов равно 2. На рис. 5 приведена часть результатов расчета — эпюры усилий и отпоров основания в стержнях фундаментной части от обоих вариантов загрузки.

Приведенные результаты показывают практическую реализуемость описанной методики и достаточную полноту получаемых с ее помощью результатов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа.* — М., 1984. — 263 с.
2. *Урисман В. С.* Осадка и крен жесткого прямоугольного фундамента на сжимаемом основании конечной толщины // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* — 1976. — № 4. — С. 24—26.
3. *Комаров Э. А., Соломин В. И.* Расчет прямоугольных плит на упругом основании. Алгоритм, программа РПС-2, инструкция. — М., 1970. — 130 с.
4. *Жемочкин Б. Н., Сеницын А. П.* Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. — М., 1962. — 240 с.
5. *Фрайфельд Е. Б.* О симметризации матриц систем линейных уравнений при расчете сложных стержневых фундаментных конструкций // *Автоматизация инженерных расчетов в строительном проектировании: Сб. статей.* — Л., 1985. — С. 14—20.
6. *Программа статического расчета фундаментных плит с учетом жесткости пространственного стержневого каркаса при различных моделях грунтового основания.* — М., 1982. — Вып. 1-Н174 Межотраслевого фонда алгоритмов и программ в строительстве. — 184 с.

УДК 624.042.8:621.888.6

М. Д. ЦЕРЛЮК, канд. техн. наук (Воронежский технологический институт)

К вопросу бесфундаментной установки уравновешиваемых кузнечно-прессовых автоматов

Бесфундаментная установка кузнечно-прессовых автоматов (КПА) позволяет резко сократить время и стоимость их монтажа, что особенно важно при встраивании в переналаживаемые линии ГАП и их установке на межэтажные перекрытия. Повышение производительности многих видов КПА, имеющих от трех до шести и более рабочих механизмов, достигается путем увеличения частоты ходов их исполнительных звеньев. Это приводит к значительному росту инерционных нагрузок, вызывающих увеличение уровня вибраций автомата и соседнего оборудования. Их эффективно снижают за счет системы, включающей устройства динамического уравновешивания и виброизолирующие опоры (виброопоры) [1, 2]. Устройства динамического уравновешивания содержат противовесы и средства для их движения в противофазе главным векторам инерционных нагрузок КПА [3, 4], благодаря чему достигается частичное уравновешивание инерционных нагрузок холостого хода. Бесфундаментная установка на виброопоры таких частично уравновешенных машин позволяет снизить уровень вибрации соседнего оборудования также и от наиболее вредных высокочастотных составляющих инерционных нагрузок рабочего хода, возникающих в результате резкого изменения величины технологической нагрузки, например, ее «срыва» при листовой штамповке.

Настоящая статья посвящена методике определения величины собственных частот и динамических давлений КПА на виброопоры и содержит рекомендации по их выбору, дополняя материалы работы [5].

Для оценки необходимости уравновешивания КПА можно использовать условие, чтобы величина максимума проекций главного вектора сил инерции $F_{i \max}$ не превышала части веса $m_G g$ машины, а величины проекций максимума главного момента сил инерции относительно края подошвы автомата $M'_{i \max}$ — части «удерживающего» момента от его веса относительно того же края [3, 4]

$$F_{i \max} < m_G g / k_{Fi}; \quad M'_{i \max} < m_G g l_{Gi} / k_{Mi}, \quad (1)$$

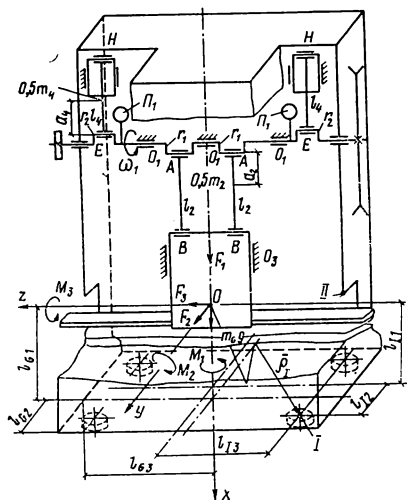


Рис. 1

станции на два порядка ниже, чем у виброопор, поэтому динамическую модель системы можно представить в виде массива с упруговязким подвесом, обладающего шестью степенями свободы, причем центральные оси КПА OX , OY и OZ могут быть приняты за главные. Как известно [1], в таких системах собственные колебания разделяются на независимые (вдоль и вокруг вертикальной оси) и связанные колебания в двух взаимноперпендикулярных вертикальных плоскостях, одна из которых является плоскостью симметрии.

На рис. 1 показана расчетная схема вертикального КПА, установленного на четырех виброопорах, расположенных на горизонтальном основании. Для нее выбрана правая система координат с осью OX , направленной вдоль траектории ползуна главного исполнительного механизма, и осью OZ , параллельной оси главного кривошипного вала. Собственные частоты системы p_i , $i = (1, 6)$ определяются как корни частотных уравнений, записанных в виде определителей соответствующих порядков [1, 2]. С целью упрощения формул для p_i введем обозначения парциальных частот вибраций p_{ii} вдоль и вокруг осей координат: OX — p_{11} и p_{44} ; OY — p_{22} и p_{55} ; OZ — p_{33} и p_{66} , при этом $p_{ii} = \sqrt{c_{ii}/m_{ii}}$, где $m_{11} = m_{22} = m_{33} = m_G$; m_{44} , m_{55} , m_{66} — центральные моменты инерции автомата; $c_{11} = \sum c_{x1}$; $c_{22} = \sum c_{y1}$; $c_{33} = \sum c_{z1}$ — суммарные коэффициенты жесткости виброопор в направлении соответствующих осей; c_{44} , c_{55} , c_{66} — суммарные коэффициенты угловой жесткости виброопор относительно тех же осей, определяемые выражениями:

$$c_{44} = \sum (c_Z l_{12}^2 + c_Y l_{13}^2); \quad c_{55} = \sum (c_Z l_{11}^2 + c_X l_{13}^2); \quad c_{66} = \sum (c_X l_{12}^2 + c_Y l_{11}^2),$$

где l_{11} , l_{12} , l_{13} — координаты центров жесткости виброопор. Собственные частоты вибрации автомата определяются так:

$$p_1 = p_{11}; \quad p_4 = p_{44};$$

$$p_3, p_5 = \sqrt{0,5 (p_{33}^2 + p_{55}^2) \pm \sqrt{0,25 (p_{33}^2 - p_{55}^2)^2 + p_{33}^2 l_{11}^2 / R_{55}^2}};$$

$$p_2, p_6 = \sqrt{0,5 (p_{22}^2 + p_{66}^2) \pm \sqrt{0,25 (p_{22}^2 - p_{66}^2)^2 + p_{22}^2 l_{11}^2 / R_{66}^2}}, \quad (2)$$

где $R_{55} = \sqrt{m_{55}/m_{11}}$, $R_{66} = \sqrt{m_{66}/m_{11}}$ — радиусы инерции автомата относительно осей OY и OZ . Эффект амортизации достигается при виброопорах, обеспечивающих условие $p_i \leq 0,67 \omega_1$ [1, 2].

Анализ параметров КПА по зависимостям (2) показывает, что для соблюдения этого условия величины коэффициентов жесткости виброопор, нагруженных весом автомата, должны находиться ниже или внутри интервала $c_i \leq (0,25 \dots 0,9) 10^6$ Н/м, где меньшие значения соответствуют более тяжелым и тихоходным машинам. Практически это достижимо лишь для резинопневматических виброопор, которые и рекомендуются для установки КПА. При имеющей место установке быстроходных автоматов на резинометаллические опоры с коэффициентами жесткости $c_i = (3-4) 10^6$ Н/м достигается лишь амортизация высокочастотных составляющих инерционных нагрузок рабочего процесса, но величина вектора динамического давления на опору R_I увеличивается. Для определения R_I можно использовать зависимости [1]:

где m_G — масса автомата; g — ускорение силы тяжести; l_{Gi} — расстояние от линии действия силы веса $m_G g$ до соответствующего края подошвы; $i = \{1, 2, 3\}$ — индекс, соответствующий осям координат: 1 — OX ; 2 — OY ; 3 — OZ ; k_{Fi} , k_{Mi} — коэффициенты, величины которых принимаются дифференцированно, в зависимости от типа автомата и направления действия силы инерции. В первом приближении $k_{Fi} = 5 \dots 6,5$; $k_{Mi} = 2,5$ [4].

Для бесфундаментной установки КПА находят применение резинометаллические опоры типа ОВ-31 [6] и резинопневматические опоры мембранного или камерного типа, параметры которых выбирают соответственно массе m_G автомата. Характеристики этих опор, предварительно сжатых весом автомата, при действии остаточных инерционных нагрузок практически линейны при угловой скорости вращения кривошипного вала ω_1 , не совпадающей с собственными круговыми частотами p_i системы [7]. Податливость и демпфирование отдельных механизмов автомата, а также его

$$\bar{R}_1 = \bar{c}_1 \cdot \bar{\delta}_1 + \bar{k}_1 \cdot \bar{\delta}_1; \quad \bar{\delta}_1 = \bar{\delta} + \bar{\theta} \times \bar{\rho}_1, \quad (3)$$

где \bar{c}_1 — вектор жесткости виброопоры; $\bar{\delta}_1, \bar{\delta}$ — векторы виброперемещения и виброскорости ее центра; \bar{k}_1 — вектор коэффициента пропорциональности, составляющие которого подсчитывают так: $k_{ii} = m_{ii} p_{ii} \gamma, i = (1, 6)$, где $\gamma = d/\pi$ — коэффициент потерь; d — логарифмический декремент колебаний виброопор: 0,3—0,5 для резинометаллических и 0,4—0,6 — для резинопневматических; $\bar{\delta}$ — вектор перемещения центра O массива; $\bar{\theta}$ — вектор углов поворота массива относительно центральных осей; ρ_1 — радиус-вектор центра виброопоры.

Если жесткость виброизолирующих опор выбрана в соответствии с приведенными рекомендациями, то ω_1 не попадает в резонансную полосу и слагаемым $\bar{k} \cdot \bar{\delta}_1$ в (3) для практических расчетов можно пренебречь.

Величины проекций векторов $\bar{\delta}$ и $\bar{\theta}$, соответствующие значениям составляющих главных векторов сил инерции F_{ik} и их центральных моментов M_{ik} , можно определить в результате решения уравнений Лагранжа второго рода [7]:

$$\begin{aligned} \delta_{1k} &= \mu_{1k} F_{1k}/c_{11}; \quad \theta_{1k} = \mu_{4k} M_{1k}/c_{44}; \quad \delta_{3k} = \mu_{3k} \mu_{35k} (F_{3k}/c_{33} + \mu_{5k} M_{2k} l_{11}/c_{55}); \\ \theta_{2k} &= \mu_{5k} \mu_{35k} (M_{2k} + \mu_{3k} F_{3k} l_{11}/c_{55}); \quad \delta_{2k} = \mu_{2k} \mu_{26k} (F_{2k}/c_{22} + \mu_{6k} M_{3k} l_{11}/c_{66}); \\ \theta_{3k} &= \mu_{6k} \mu_{26k} (M_{3k} + \mu_{2k} F_{2k} l_{11}/c_{66}), \end{aligned} \quad (4)$$

где $\mu_{ik} = 1 / \sqrt{(1 - \eta_{ik}^2)^2 + (\eta_{ik} \gamma)^2}$ — парциальные коэффициенты динамичности;

$\eta_{ik} = k\omega_1/\rho_{ii}$; $k = \{1, 2\}$ — порядок составляющей инерционных нагрузок.

Коэффициенты μ_{26k} и μ_{35k} характеризуют связанность вибраций в вертикальных плоскостях:

$$\mu_{26k} = 1 / \sqrt{(1 - \eta_{26k}^2)^2 + (\eta_{26k} \gamma)^2}; \quad \mu_{35k} = 1 / \sqrt{(1 - \eta_{35k}^2)^2 + (\eta_{35k} \gamma)^2}, \quad (5)$$

где $\eta_{26k} = \sqrt{\mu_{2k} \mu_{6k} c_{22} l_{11}^2 / c_{66}}$; $\eta_{35k} = \sqrt{\mu_{3k} \mu_{5k} c_{33} l_{11}^2 / c_{55}}$.

При $l_{11} = 0$ вибрации становятся несвязанными и $\mu_{26k} = \mu_{35k} = 1$.

Для иллюстрации полученных результатов рассмотрим пример бесфундаментной установки быстроходного листоштамповочного пресса-автомата А0624 усилием 250 кН, массой $m_G = 4$ т и регулируемым числом ходов ползуна $v = 200 \dots 1600$ в минуту ($\omega_1 = 20 \dots 168$ рад/с), схема которого показана на рис. 1. Вырубной кривошипно-ползунный механизм O_1AB имеет следующие параметры: радиус кривошипа $O_1A = 0,008$ м; длина шатуна AB $l_2 = 0,33$ м; $\lambda_2 = r_1/l_2 = 0,02425$; масса, приведенная к ползуну, $m_B = 255$ кг; масса, приведенная к пальцу A кривошипа, $m_A = 98$ кг; момент инерции шатуна AB $I_2 = 2,02$ кг·м². С учетом этих данных оценим необходимость уравновешивания по формуле (1) при $\omega_1 = 168$ рад/с

$$\begin{aligned} F_{1 \max} &\approx F_{11 \max} + F_{12 \max} = r_1 \omega_1^2 [m_A + m_B (1 + \lambda_2)] = 81,1 \text{ кН} > m_G g / k_{F1} = \\ &= 4 \cdot 9,81/5 = 8 \text{ кН}, \end{aligned}$$

т. е. уравновешивание необходимо.

Вырубной механизм O_1AB уравновешен с помощью кривошипно-ползунного механизма O_1EH со следующими параметрами: радиус кривошипа $r_2 = 0,02$ м; длина шатуна $l_4 = 0,33$ м; $\lambda_4 = r_2/l_4 = 0,0606$. Величина массы m_H , приведенной к точке H уравновешивающих ползуну Π_2 , выбрана из условия уравновешивания массы m_B механизма вырубки: $m_H = m_B r_1/r_2 = 102$ кг, а величина массы противовесов Π_1 , приведенной к точке E уравновешивающих кривошипов, выбрана из условия уравновешивания вращающихся масс: $m_E = m_A r_1/r_2 = 39$ кг. Противовесы Π_1 выполнены в виде эксцентрикных втулок O_1E . Момент инерции уравновешивающих шатунов $l_4 = 1,6$ кг·м². В этом случае после уравновешивания получим следующие расчетные значения остаточных инерционных нагрузок [4]: $F_{11} = F_{21} = 0$;

$$F_{12 \max} = r_1 \omega_1^2 m_B (\lambda_4 - \lambda_2) = 2,1 \text{ кН} < m_G g / k_{F1} = 8 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} M_{31 \max} &= \omega_1^2 \{ [I_2 - m_2 a_2 (l_2 - a_2)] \lambda_2 + [I_4 - m_4 a_4 (l_4 - a_4)] \lambda_4 \} = \\ &= 1,18 \text{ кН} \cdot \text{м} < m_G g l_{G1} / k_{M1} = 4 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

где m_2, m_4 — массы соответствующих шатунов (рис. 1); a_2, a_4 — расстояния от центров масс m_2, m_4 до осей пальцев кривошипов. Таким образом, условие (1) выполняется, и бесфундаментная установка машины, в том числе на виброопоры, становится возможной.

Сравним результаты расчетов при установке этого автомата на жесткое основание

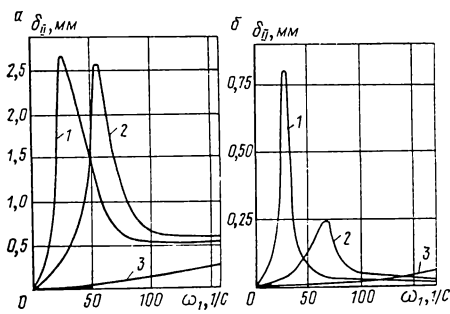


Рис. 2

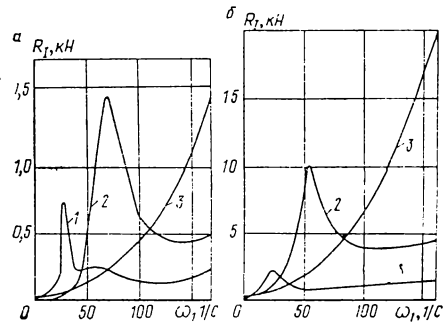


Рис. 3

и на виброопоры двух типов: резинопневматические камерного типа и резинометаллические марки ОВ-31. Обе опоры, предварительно сжатые весом автомата, имеют практически линейные коэффициенты жесткости в диапазоне размахов инерционных нагрузок: $c_x = 0,625 \cdot 10^6$ Н/м и $c_y = 0,8 \cdot 10^6$ Н/м — для пневмоопоры; $c_x = 3,6 \cdot 10^6$ Н/м и $c_y = 1,3 \cdot 10^6$ Н/м — для опоры ОВ-31 [7]. Величины центральных моментов инерции автомата такие: $m_{44} = 590$ кг·м²; $m_{55} = 1915$ кг·м²; $m_{66} = 1715$ кг·м².

Результаты расчетов по формулам (3)...(5) с учетом инерционных нагрузок механизма подачи иллюстрируют графики, приведенные на рис. 2 и 3. На рис. 2 показаны размахи виброперемещений от инерционных нагрузок станины у места подачи материала листоштамповочного пресса-автомата ИМ-98 (точка II на рис. 1): 1 — резинопневматическая опора; 2 — резинометаллическая опора; 3 — жесткая опора; а — до уравнивания; б — после уравнивания. На рис. 3 приведены кривые давления виброопоры на основании от инерционных нагрузок листоштамповочного пресса-автомата ИМ-98 (точка I на рис. 1): 1 — резинопневматическая опора; 2 — резинометаллическая опора; 3 — жесткая опора; а — до уравнивания; б — после уравнивания.

Как видно из рисунков, эффективность динамического уравнивания существенно превосходит эффективность виброизоляции, причем наилучший результат в смысле минимизации динамических давлений на основание достигается при комбинации динамического уравнивания с установкой на мягкие виброопоры, а наилучший результат в смысле минимизации виброперемещений самого автомата — при его жесткой установке после уравнивания. Последнее становится необходимым при создании гибких производственных систем с роботами. Таким образом, в результате правильного динамического уравнивания КПА можно обойтись без его установки на виброопоры. Опытный образец уравнивающего пресса-автомата АО624 (индекс ИМ-98) был изготовлен опытным заводом ЭНИКмаша (Воронеж), испытан в 1984 г. с виброопорами обоих типов и успешно эксплуатируется на ПО «Ватра» (Тернополь) при жесткой установке на основание. Результаты испытаний и эксплуатации показали высокую производительность машины, низкий уровень ее вибраций и подтвердили возможность бесфундаментной установки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ильинский В. С. Защита РЭА и прецизионного оборудования от динамических воздействий. — М.: Радио и связь, 1982. — 296 с.
2. Фролов К. В., Фурман Ф. А. Прикладная теория виброзащитных систем. — М.: Машиностроение, 1980. — 276 с.
3. Динамическое уравнивание листоштамповочных автоматов: Методические рекомендации. — М.: ВНИИТЭМР, 1985. — 47 с.
4. Динамическое уравнивание холодновысадочных автоматов. РТМ 2 КП51-3-79. — Воронеж: ЭНИКмаш, 1980. — 109 с.
5. Миропольский Ю. А., Конев Л. Г., Захаров Ю. Я. Определение амплитуд вибраций кузнечно-штамповочных автоматов // Стронт. механика и расчет сооружений. — 1981. — № 4. — С. 44—48.
6. Установка станков на виброизолирующие опоры: Методические рекомендации. — М.: ЭНИМС, 1983. — 12 с.
7. Исследование и разработка системы виброизоляции и динамического уравнивания листоштамповочных автоматов для ГАП: Отчет о НИР / Руководитель М. Д. Церлюк. 60/85, № ГР01840056272. — Воронеж: ВТИ, 1986. — 87 с.

К СВЕДЕНИЮ АВТОРОВ

По решению редколлегии направляемые в редакцию статьи должны иметь не более 6 стр., в отдельных случаях статьи проблемного характера — 10 стр. Статьи большего объема будут возвращаться авторам.

Переменная по высоте скорость ветра и галопирование проводов

Галопированием проводов или каких-нибудь других тросовых конструкций в ветровом потоке называются колебания с достаточно низкой частотой (обычно около одного Герца) и большой амплитудой (до десятков метров). Эти колебания могут носить устойчивый характер и продолжаться иногда несколько суток [1]. Галопирование является частой причиной нарушения электроснабжения и наносит большой материальный ущерб. Специалистами в области проектирования тросовых систем ведутся поиски конструктивных мер защиты от галопирования, но достаточно эффективных средств до сих пор не найдено [2]. Поэтому теоретическое изучение этого вопроса представляется актуальным. В настоящей статье делается попытка дать новое толкование явлению галопирования, основанное на учете переменности скорости ветра в зависимости от высоты.

Общепринятое в настоящее время объяснение механической причины галопирования основано на критерии Гауэрта—Ден-Гартога [1]. Это объяснение связывает галопирование с некруглой формой троса, которую он приобретает из-за несимметричного осаждеия гололеда. Несимметрия сечения приводит к тому, что на колеблющийся поперек воздушного потока провод действует поперечная нагрузка, совпадающая по направлению с поперечной скоростью. Эта нагрузка совершает положительную работу, и, следовательно, постоянно поддерживает и усиливает колебания любой частоты.

К мнению Ден-Гартога присоединяется С. П. Тимошенко [3]. В обобщающей монографии по воздействию ветра на искусственные сооружения [4] теория Ден-Гартога также приводится для объяснения галопирования.

В практике проектирования линий электропередач явлению галопирования уделяется большое внимание. Существует специальная международная научная организация CORECH, в состав которой входят также специалисты нашей страны. Эта организация занимается сбором статистических данных о галопировании, а также анализом эффективности различных мер борьбы с ним. Как показывают последние отчеты организации, например за 1985 г. [2], теоретическое объяснение рассматриваемого явления связывается лишь с критерием Ден-Гартога.

Не отрицая того, что колебания (соответствующие модели Ден-Гартога, возможны, укажем на ряд слабых мест этой теории: 1) большие колебания не могут происходить без поворота поперечных сечений провода. Наклоны поперечных сечений принципиально изменяют аэродинамические силы, что не учитывается теорией; 2) при интенсивных колебаниях гололед вряд ли может удержаться на проводе в течение длительного времени; 3) натурные наблюдения [2] показывают, что колебания рассматриваемого типа происходят и без гололеда. В этих случаях они остаются необъясненными.

Перейдем к рассмотрению нашей модели. Заметим, что естественная эпюра скорости ветра всегда переменна с высотой. Если на пути ветра встречаются какие-либо преграды, неравномерность может усиливаться. По данным [5] производная от скорости ветра по высоте может составлять 10 м/с/м и более. В настоящей статье мы ограничимся лишь линейной по высоте постоянной во времени эпюрой скорости ветра.

На рис. 1 показана нить, галопирующая в переменном по высоте ветровом потоке. Стрелками обозначена скорость ветра. Галопирование представляет по существу вращение нити вокруг линии, проходящей через точки подвеса. Когда нить находится в верхней части траектории, она движется «по скорости» ветра, силы ветрового давления совершают положительную работу, способствуя ускорению вращения. В нижней части траектории силы ветрового давления замедляют вращение, но, поскольку скорость воздуха здесь меньше, потери энергии в нижней части траектории могут оказаться меньшими, чем приобретенная энергия при движении в верхней части траектории. Таким образом, нить может черпать энергию из ветрового потока.

Для исследования рассматриваемого явления с количественной стороны было выполнено большое число решений на ЭВМ ЕС-1060 по программе и алгоритму, изложенным в [6]. Не останавливаясь на подробностях, отметим лишь основные черты использованного численного метода.

В соответствии с [6] нить заменяется шарнирно-стержневым многозвенником, массы сосредоточиваются в шарнирах. Решение ведется численным методом прямого интегрирования по явной схеме Адамса в весьма малом шаге по времени Δt . Задача решается в условиях произвольно больших перемещений. Растяжимость нити учитывается в соответствии с законом Гука. Внутреннее трение в тросе учитывается по «моментной» схеме [6]. Подробнее остановимся лишь на учете сил взаимодействия с воздухом. Погонная нагрузка q (Н/м) на единицу длины перпендикулярно расположенному проводу определяется по известной формуле

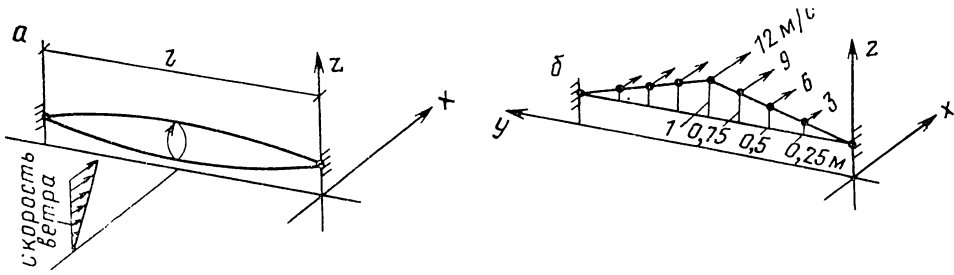


Рис. 1

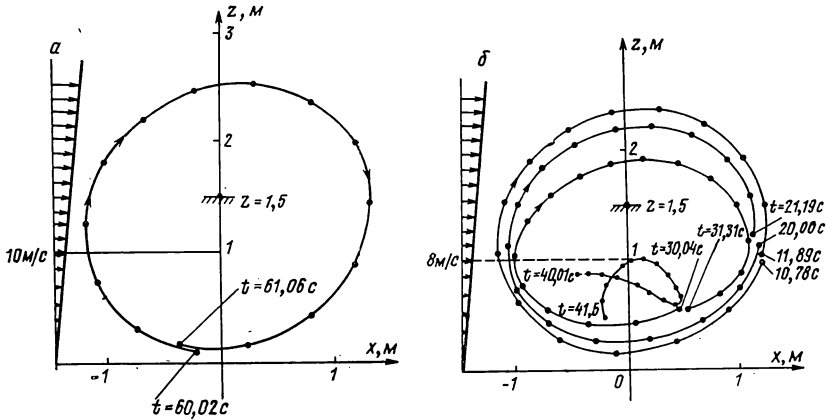


Рис. 2

$$q = v^2 D C_x / 1, 6.$$

Здесь C_x — коэффициент лобового сопротивления для рассматриваемых условий $C_x = 1, 1, \dots, 1, 2$; D — диаметр провода; v — относительная скорость воздуха и данной точки нити, м/с.

Вектор ветрового давления определяется для каждого участка нити с учетом его фактической ориентации в рассматриваемый момент времени, высоты положения и скорости.

Всего было получено около двадцати численных решений, в которых «вращение» оказалось устойчивым.

Пример 1. Нить, показанная на рис. 1, а, имеет следующие характеристики: длина пролета $l=60$ м; длина заготовки $L=60$ м, т. е. равна расстоянию между точками крепления, что достаточно характерно; жесткость на растяжение $EF=9 \cdot 10^8$ Н; погонная масса $m=0,688$ кг/м; диаметр $DC_x=0,0163$ м; $A=10$ Н·м, $B=0,035$ м (A и B — коэффициенты для учета внутреннего трения по моментной схеме [6]). При решении нить разбивалась на восемь участков. Начальное состояние нити показано на рис. 1, б.

На рис. 2, а показана устойчивая траектория центральной точки, которую последняя имеет к моменту времени $t=60$ с. На рис. 3 показано, как изменяется растягивающее усилие в точке крепления нити. Максимальное растягивающее усилие получается тогда,

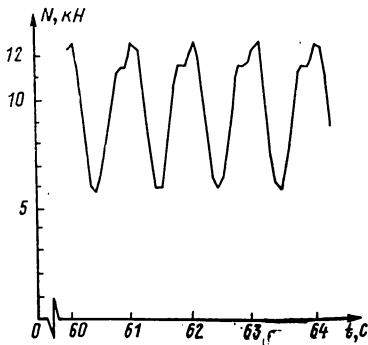


Рис. 3

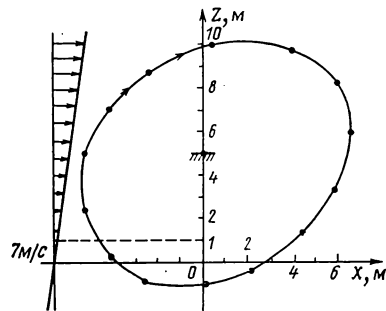


Рис. 4

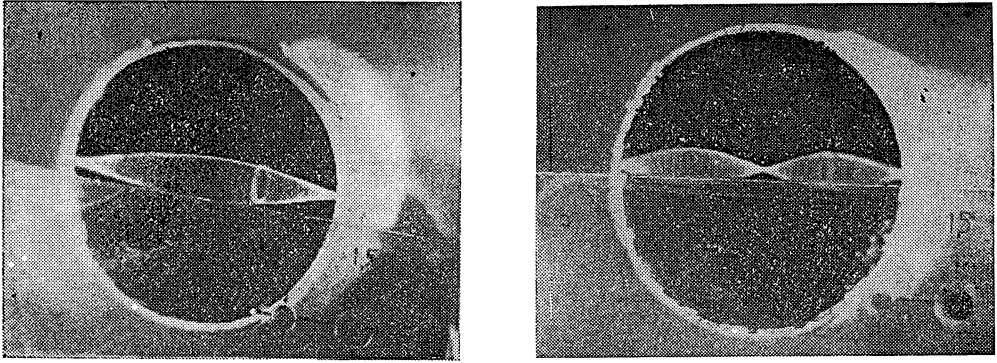


Рис. 5

когда нить проходит нижнее положение, минимальное при прохождении верхнего положения. Время одного полного оборота близко к одной секунде. На рис. 2,б показаны результаты расчета при ослабленной эпюре ветра (скорость на высоте $z=1$ м составляет 8 м/с). В этом случае «вращение» уже не получилось устойчивым и затухает. Как видно из рис. 2,б, к моменту времени $t=40$ с нить уже не вращается, а находится в состоянии хаотического движения около положения равновесия. К моменту времени $t=60$ с нить становится почти неподвижной.

Следует отметить, что согласно полученному решению, точки нити описывают траектории, близкие к эллипсам (рис. 2,а и особенно 2,б). Натурные наблюдения указывают на такую же форму траекторий [2].

Пример 2. Этот пример демонстрирует большие амплитуды галопирования при экстремальных ветровых условиях. Исходные данные: $l=160$ м; $L=159,9$ м; $DC_x=0,0233$ м; $EF=18 \cdot 10^6$ Н; $m=1,316$ кг/м; $A=20$ Н·м; $B=0,35$ м. Высота точек крепления $z=5$ м.

На рис. 4 показаны эпюра скорости ветра и траектория центральной точки при установившихся колебаниях. Как видно из рисунка, большая полуось «эллипса» достигает в данном случае 10 м. Время одного полного оборота оказалось равным 2,7 с. Растягивающее усилие в точке крепления изменяется в течение периода в пределах 44,2.. 84,1 кН.

Отметим, что естественная эпюра скорости воздуха характеризуется наличием пульсации скоростей вокруг среднего значения. Однако учет этого фактора не должен внести существенных количественных изменений в результаты расчета для данного типа колебаний, так как кратковременное увеличение или уменьшение скорости может в равной степени как усилить, так и затормозить «вращение» провода. Энергетический же баланс системы, безусловно, будет определяться эпюрой средних скоростей.

При численном решении мы рассматривали лишь линейную зависимость скорости ветра от высоты. Аналогичным образом могут быть рассмотрены и произвольные криволинейные эпюры, при этом очевидно, что можно указать такие очертания эпюр, для которых рассматриваемые эффекты будут проявляться еще в большей степени.

Рассмотренный тип колебаний может быть легко получен в любой аэродинамической трубе, в том числе при использовании обычного пылесоса. Поперек всасывающего патрубка натягивается нитка. Перед ниткой следует установить заслонку, перекрыв примерно половину патрубка, чтобы создать неравномерную эпюру скоростей (рис. 5,а). Если нитке дать увеличенную начальную стрелку, то устанавливается форма колебаний, показанная на рис. 5, б. По завязанному на нитке узелку (рис. 5, б) видно, что нить вращается. Этот простой эксперимент опровергает утверждение [2] о том, что галопирование не может быть смоделировано в лаборатории.

Отметим, что аналогичное объяснение возможно будет правильным и в случае колебаний в спутной струе, когда неравномерность скорости ветра создается близко расположенным параллельно натянутым тросом, а также у поверхности быстро движущегося объекта, где эпюра скоростей воздуха существенно неравномерна.

Выводы. 1. Получено новое механическое объяснение галопирования.

2. Проведенные численные решения показали, что переменность скорости ветра с высотой может явиться причиной устойчивого галопирования.

3. При проектировании систем с протяженными вантами необходимо учитывать рельеф местности с тем, чтобы не располагать провода в зонах с резким перепадом скорости ветра.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ден-Гартог Дж. П. Теория колебаний. — М. — Л.: Гостехиздат, 1942. — 464 с.
2. Dienne G. Present—day experience from four European regions concerning the galloping of overhead transmission lines / International union of producers and distributors of electrical energy. CORECH (Coordination Group). Unipede report. 85E110. 2. — Paris, 1985. — 38 p.
3. Тимошенко С. П. Колебания в инженерном деле. — М.: Наука, 1967. — 444 с.
4. Симиу Э., Скандан Р. Воздействие ветра на здания и сооружения. — М.: Стройиздат, 1984. — 358 с.
5. Горошков Ю. И., Гуков А. И. Ветроустойчивость контактной сети. — М.: Транспорт, 1969. — 128 с.
6. Зылев В. Б., Штейн А. В. Численное решение задачи о нелинейных колебаниях системы нитей // Стронт. механика и расчет сооружений. — 1986. — № 6. — С. 58—61.

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

УДК 624.072.046:691—462:69.001.5

Э. КУБИЦА, канд. техн. наук, К. РЫКАЛЮК, д-р техн. наук (Строительный институт Вроцлавского политехнического института)

Предельная нагрузка внецентренно сжатого коробчатого стержня с деформируемым сечением

Несущая способность внецентренно сжатых коробчатых стержней с деформируемыми сечениями исследовалась теоретически и экспериментально К. Клеппелем, Р. Шмидом и И. Шубертом [1], а также Т. Усами и И. Фукумото [2]. К сожалению, в исследованных стержнях была либо слишком малая общая гибкость, либо слишком малая местная гибкость стенок. Поэтому не исследован полный интервал взаимосвязи между общей гибкостью стержня и местными гибкостями поясов и стенок.

В данной статье исследована предельная нагрузка моносимметричного сварного коробчатого стержня с гибкими стенками и поясами. Для теоретического решения задачи используются и развиваются подходы Б. М. Броуде и М. Д. Корчака [3], а для проверки теоретических результатов проводятся экспериментальные исследования на шести моделях. Теоретические результаты сопоставляются также с результатами экспериментальных исследований других авторов.

1. **Предельная нагрузка короткого отсека.** Рассматривается отсек моносимметричного коробчатого стержня (рис. 1), сжатый силами N , приложенными с заданными эксцентриситетами e . Длина отсека a . Нагрузка на торцах отсека передается через жесткие штампы так, что поперечные края смещаются и поворачиваются, оставаясь плоскими, поэтому внешние силы эквивалентны результирующей эпюр напряжений с крайевыми значениями

$$\sigma_{1i} = (N/F) (1 + m); \quad \sigma_{2i} = (N/F) (1 - m W_1/W_2), \quad (1)$$

где F — площадь сечения стержня; W_1, W_2 — моменты сопротивления; $m = eF/W_1$ — относительный эксцентриситет. Усилия и напряжения сжатия считаются положительными. Отсюда получается параметр α , характеризующий угол наклона эпюры напряжений на торцах или угол поворота торцевого сечения

$$\alpha = [m / (1 + m)] (1 + W_1/W_2). \quad (2)$$

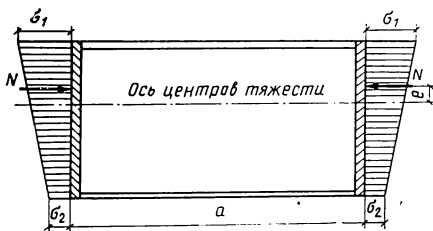


Рис. 1

Положение центра тяжести сечения относительно осевого расстояния поясов $h = b_2 + (t_1 + t_2)/2$ (рис. 2) равняется $y_0/h = (F_1 - F_2)/2F$, где F_1, F_2 — площади сечений поясов.

Предельная нагрузка для автономной i -й прямоугольной пластинки, шарнирно опертой на края и имеющей начальное искривление с амплитудой f_0 , найдена в работе А. А. Евстратова [4]. Краевые напряжения, передаваемые торцевыми штампами, равны:

$$\sigma_{1i} = k_{1i} \alpha_i \sigma_T; \quad \sigma_{2i} = (1 - \alpha) \sigma_{1i}, \quad (3)$$

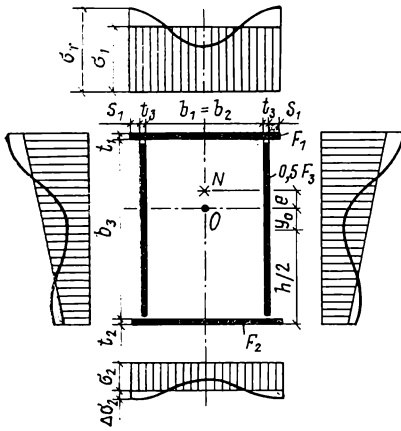


Рис. 2

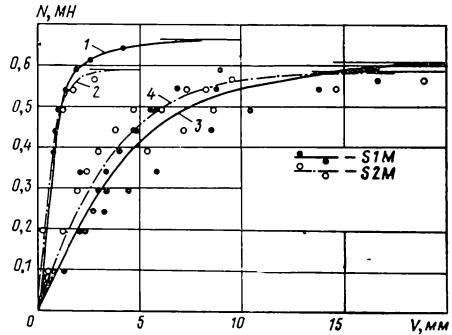


Рис. 3

где $\kappa_{0i} = (\rho_{0i} \lambda_{0i} + p_{1i}) / (\lambda_{0i} - 1, 1)$; $\rho_{0i} = 0,174 + 0,316 \alpha_i - 0,263 \alpha_i^2 + 0,0635 \alpha_i^3$;
 $p_{1i} = 0,473 - 0,517 \alpha_i + 0,69 \alpha_i^2$;

$$k_{1i} = 1 - (1/\lambda_{0i}) [2,4 + 0,515 \alpha_i (1 + \alpha_i)] [(0,223 + 0,046 \alpha_i) f_{0i}/t_i - (0,0323 + 0,021 \alpha_i) (f_{0i}/t_i)^2]; \lambda_{0i} = (b_i/t_i) \sqrt{\sigma_T/E};$$

b_i, t_i — ширина и толщина i -й пластинки; σ_T — предел текучести мягкой стали; E — модуль упругости. В соответствии с рис. 2 $\alpha_1 = \alpha_2 = 0$, вместо этого $\alpha_3 = \alpha$.

Определим эффективные площади F'_i поперечных сечений пластинок:

$$F'_1 = k_{11} \kappa_{01} F_1; F'_2 = k_{12} \cdot [\kappa_{02} + m (1 - \kappa_{02})] F_2; F'_3 = k_{13} \kappa_{03} F_3. \quad (4)$$

Известно, что при сохранении величины и положения равнодействующей, действительная эпюра мембранных напряжений σ сильно отличается от линейной (жирная линия на рис. 2). Итак, у наиболее сжатого края пластинок 1 и 3 $\sigma = \sigma_T$.

Присоединим к стенкам пояса и найдем предельную нагрузку, воспринимаемую всем сечением, следя за тем, чтобы положение равнодействующей не изменилось. Это положение определяется эксцентриситетом e , а краевые напряжения σ_1 и σ_2 первоначально находятся по формулам (1). Напряжение на линиях соприкосновения пластинок 1 и 3 больше σ_1 на $(\sigma_T - \sigma_1)$, а напряжения на линиях соприкосновения пластинок 2 и 3 меньше σ_2 на $\Delta \sigma_2$. Величину $\Delta \sigma_2$ находят из условия сохранения положения равнодействующей

$$(\sigma_T - \sigma_1) F'_1 (h/2 - y_0 - e) = \Delta \sigma_2 F'_2 (h/2 + y_0 + e).$$

Введя обозначение $A = 2(y_0 + e)/h$, получим

$$\Delta \sigma_2 = (1 - \sigma_1) (1 - A) \sigma_T F'_1 / (1 + A) F'_2. \quad (5)$$

Предельное усилие N в отсеке стержня равняется

$$N = F'_1 \sigma_T + F'_2 (\sigma_2 + \Delta \sigma_2) + F_3 (\sigma_1 + \sigma_2)/2,$$

отсюда после учета выражений (3) — (5) получим

$$N/F \sigma_T = \{ 2 k_{11} \kappa_{01} F_1 / (1 + A) + [(1 - \alpha) k_{12} (m + \kappa_{02} - m \kappa_{02}) F_2 - (1 - A) k_{11} \kappa_{01} F_1 / (1 + A) + (1 - \alpha/2) F_3] k_{13} \kappa_{03} \} / F.$$

На основе последнего выражения получим коэффициент уменьшения краевого напряжения по сравнению с расчетом по условию краевой текучести

$$\kappa = (N/F \sigma_T) (1 + m). \quad (6)$$

2. Предельная нагрузка внецентренно сжатого стержня. Для определения предельной нагрузки стержня приравниваем краевое напряжение деформированного стержня к пределу текучести, а величине $\kappa \sigma_T$. В случае свободно опертого упругого стержня с недеформируемым сечением предельное осевое напряжение σ_0 деформированного стержня (по краевой текучести) находим из уравнения

$$\sigma_0 [1 + m/(1 - \sigma_0/\sigma_3)] = \sigma_T, \quad (7)$$

где σ_3 — эйлерово напряжение при осевом сжатии.

В дальнейшем уравнение (7) модифицируется подстановкой $\kappa\sigma_T$ вместо σ_T и $\omega\sigma_s$ вместо σ_s . Подстановкой $\omega\sigma_s$ вместо σ_s учитывается уменьшение жесткости стержня вследствие выпучивания пластинок (стенок и поясов). Коэффициент ω вычислим как частное от деления момента инерции эффективного сечения J' на момент инерции всего сечения J относительно первоначальной оси тяжести x , т. е. $\omega = J'/J$. Подробные вычисления показывают, что можно не учитывать несимметричное по ширине распределение эффективного сечения F'_3 , соответственно параметру α . Тогда

$$J' = [k_{11} \kappa_{01} F_1 + k_{12} (m + \kappa_{02} - m \kappa_{02}) F_2] h^2/4 + [3 k_{13} \kappa_{03} - 3 (k_{13} \kappa_{03})^2 + (k_{13} \kappa_{03})^3] t_3 h^3/6; \quad J = (F_1 + F_2) h^2/4 + t_3 b_3^3/6.$$

Решив уравнение (6) с указанными выше подстановками, получим выражение для σ_0 . Это выражение умножим еще на коэффициент ω_s , учитывая таким образом уменьшение несущей способности стержня из-за остаточных сварочных напряжений. На основе результатов теоретико-экспериментальных исследований [5—8], касающихся влияния сварки на устойчивость и несущую способность пластин, предлагаем следующую формулу для коэффициента ω_s :

$$\omega_s = \{0,85 F_1 + (0,85 + 0,15 m) F_2 + [0,85 + 0,2 m/(1 + m)] F_3\}/F, \quad (m \leq 1).$$

Окончательно относительное предельное осевое напряжение σ_0 определяется формулой

$$\sigma_0/\sigma_T = 2 \kappa \omega_s [1 + m + \lambda^2 \kappa/\omega + \sqrt{(1 + m)^2 + 2(m - 1) \lambda^2 \kappa/\omega + \lambda^4 \kappa^2/\omega^2}]^{-1}, \quad (8)$$

где $\lambda = (l_w/\pi) \sqrt{J/F} \sqrt{\sigma_T/E}$ — относительная гибкость стержня в плоскости изгиба; l_w — приведенная длина стержня.

3. Экспериментальные исследования. Для проведения испытаний построена установка, позволяющая модели длиной $l=5$ м испытывать так, как работают стойки в реальных условиях, т. е. в вертикальном положении. Были исследованы две серии моделей — S1 и S2 по 3 модели каждая, отличающиеся размерами поперечных сечений, а следовательно, местными λ_{0i} и общей λ гибкостями. Приняты следующие размеры (рис. 2): $t_1=t_2=t_3=3,88$ мм; $s_1=6,12$ мм; $b_1=b_2=b_3=300$ мм для серии S1, а также 200 мм для серии S2. Приведенная длина (расстояние между осями валиков опор) составляла $l_w=5,28$ м.

Стойки (модели) построены из мягкой стали, для которой предел текучести $\sigma_T=313$ МПа, модуль упругости $E=210\,000$ МПа, удлинение $\delta_s=30\%$ (испытано 8 образцов, вырезанных из листов). Соединения пластинок — полуавтоматической сваркой; номинальная толщина швов 3 мм.

Продольная сила N с эксцентриситетом $e=16,8$ мм для стоек серии S1, а также 14,8 мм для стоек серии S2 реализовалась на гидравлической машине с интервалом нагрузки от 0 до 1 МН.

Во время испытаний измеряли: продольную силу N , прогиб оси стойки v в трех сечениях (в $l/2$, а также в $l/2 \pm 0,9$ м), прогибы пластинок f (в узлах выбранной измерительной сетки), относительные удлинения (в выбранных точках средней зоны стойки).

Самой существенной для обсуждаемой проблемы являлась зависимость $N = N(v)$. На рис. 3 приведены результаты испытаний и кривые регрессии типа $N = C_1 t h (C_2 v) + (N_0 - C_1) t h (C_3 v)$ с коэффициентами корреляции (кривые 3, 4), а также для сравнения результаты испытаний и кривые регрессии центрально нагруженных ($m=0$) стоек серии S1 и S2 (кривые 1, 2). Обозначения кривых, коэффициенты c_i , а также предельные осевые экспериментальные нагрузки N_0 приведены в табл. 1.

Таблица 1

№ кривой	Модель	m	N_0 , кН	C_1	C_2	C_3	r
1	S1M1	0	662,18	549,31	1	0,25	0,994
2	S2M1	0	588,60	542,45	1	0,25	0,995
3	S1M2—4	0,22	606,06	344,33	0,25	0,10	0,953
4	S2M2—4	0,28	586,34	483,82	0,25	0,10	0,950

4. Сопоставление результатов теоретических и экспериментальных исследований. Основной сравнительной величиной является предельное относительное осевое напряжение σ_0/σ_T . В табл. 2 приведены экспериментальные результаты, полученные авторами

и заимствованные, опубликованные в [1] и [2] (графа 8); теоретические результаты, полученные по формуле (8) настоящей статьи (графа 9); теоретические результаты, полученные авторами на ЭВМ по программе, разработанной в [8]; теоретические результаты, полученные авторами настоящей статьи и по формуле [2] (графа 11). Как видно из таблицы, теоретические результаты, полученные по формуле (8), и экспериментальные имеют удовлетворительную сходимость.

Таблица 2

Обозначение модели	Исследователи	Предел текучести материала, МПа	Общая гибкость стержня, λ	Местные гибкости		Относит. эксцентриситет, m	Предельное относительное осевое напряжение стержня, σ_0/σ_T			
				по поясов $\lambda_{01} = \lambda_{02}$	по стенкам λ_{03}		по эксперименту	по формуле (8)	по теории авторов	
									[2]	[9]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
S1 M2 M3 M4 S2 M2 M3 M4	Э. Кубица К. Рыкалюк	313	0,520	3,024	3,024	0,217	0,416 0,391 0,391	0,404	0,427	0,403
			0,772	2,029	2,029	0,282	0,572	0,577	0,594	0,513
K12 K15 K16	К. Клеппель Р. Шмид [1]	323	0,150	3,961 3,961 4,061	4,745 4,745 3,863	0,505 0,539 0,526	0,307 0,284 0,308	0,261 0,257 0,287	0,272 0,266 0,291	0,256 0,252 0,269
K35.1 K36.1	И. Шуберт	302 300	1,556 0,978	3,843 3,886	0,306 0,552	0,532 0,399	0,237 0,372	0,222 0,367	0,225 0,367	0,190 0,310
E ^R .50.22	Т. Усами	741	0,913	1,297	0,980	0,310	0,557	0,536	0,543	0,558
E ^R .50.27	И. Фукумото		0,917	1,591	1,201	0,308	0,557	0,534	0,614	0,543
E ^R .50.33	[2]		0,920	1,943	1,465	0,306	0,542	0,537	0,546	0,502

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

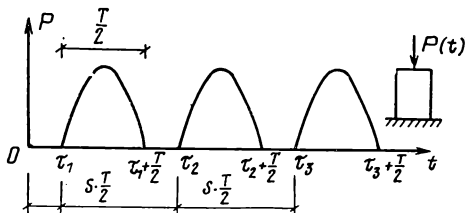
1. Klöppel K., Schmied R., Schubert J. Die Traglast mittig und ausermittigt gedrückter dünnwandiger Stützen mit kastenförmigem Querschnitt im überkritischen Bereich unter Verwendung der nichtlinearen Beultheorie // Der Stahlbau, 1966. — Н. 11. — С. 321—337 und 1969. — Н. 11. — С. 9—19.
2. Usami T., Fukumoto Y. Local and Overall Buckling of Welded Box Columns, Journal of the Structural Division // Proceedings of the ASCE. — Vol. 108. — No ST 3. — 1982. P. 525—542.
3. Броуде Б. М., Корчак М. Д. О предельной нагрузке внецентренно сжатого стержня с гибкой стенкой // Строит. механика и расчет сооружений. — 1979. — № 4. — С. 30—34.
4. Евстратов А. А. О предельном состоянии внецентренно сжатых гибких пластинок // Строит. механика и расчет сооружений. — 1976. — № 6. — С. 35—42.
5. Моисеев В. И. Устойчивость полки двутавра с учетом остаточных напряжений от сварки // Строит. механика и расчет сооружений. — 1979. — № 4. — С. 34—37.
6. Гончаренко Л. Ф., Гавриш В. С., Безверхий А. И. Влияние остаточных сварочных напряжений на местную устойчивость сварного стержня коробчатого профиля // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1977. — № 9. — С. 7—10.
7. Komatsu S., Kitada T., Miyazaki S. Elastic—Plastic Analysis of Compressed Plate with Residual Stress and Initial Deflection // Transactions of the Japan Society of Civil Engineers. — 1975. — Vol. 7. — P. 53—54.
8. Dwight J. B., Moxham K. E. Welded Steel Plates in Compression // The Structural Engineer. — 1969. — Vol. 47. — No. 2. — P. 49—66.
9. Klöppel K., Schubert J. Die Berechnung der Traglast mittig und ausermittigt gedrückter, dünnwandiger Stützen mit kastenförmigem Querschnitt im überkritischen Bereich // Veröffentlichung des Institutes für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt. — Н. 13. — 1971. — С. 127.

УДК 624.012.4.042.8:539.376

Г. И. ГВИНЧИДЗЕ, канд. техн. наук, Г. В. КИЗИРИЯ, д-р техн. наук (ИСМиС АН Грузинской ССР, Тбилиси)

Накопление длительных деформаций при многократных импульсно приложенных нагрузках

Вопросам развития длительных деформаций и перераспределения усилий при статически приложенных нагрузках посвящена многочисленная литература, освещающая результаты как теоретических, так и экспериментальных исследований. Менее изучен вопрос о развитии и накоплении деформаций ползучести бетона при динамических силовых воздействиях. В настоящей статье рассматривается деформированное состояние бетонного элемента (см. рисунок), испытывающего силовые воздействия в виде серии синусоидальных импульсов. Длительность действия импульсов, их величина и частота приняты постоянными. Количество приложенных импульсов равно k . Задача состоит в определении суммарных остаточных деформаций в призме в момент времени t от серии k импульсов величиной $P=1$ в результате развития деформаций ползучести бетона. Силовые импульсные воздействия на призму показаны на рисунке.



Определим относительную деформацию призмы с учетом ползучести бетона от действия одиночного силового синусоидального импульса, приложенного к призме в возрасте бетона τ_1 . Для получения одиночного синусоидального импульса, воспользовавшись законом наложения, воздействуем на призму двумя непрерывно изменяющимися по синусоиде силами:

$$P(t, \tau_1) = \sin \omega (t - \tau_1);$$

$$P(t, \tau_1 + T/2) = \sin \omega (t - \tau_1 - T/2),$$

т. е. сдвинутыми во времени приложения на полпериода. Выражение для относительной деформации такой призмы в момент времени t будет иметь вид

$$EF \varepsilon(t) = \int_{\tau_1}^t \frac{d \sin \omega (\tau - \tau_1)}{d \tau} k(t, \tau) d \tau + \int_{\tau_1 + T/2}^t \frac{d \sin \omega (\tau - \tau_1)}{d \tau} k(t, \tau) d \tau, \quad (1)$$

где $\omega = 2\pi/T$; t — момент снятия отсчета; $k(t, \tau)$ — функция ползучести модифицированной теории упруго-ползучего тела, аналитическое выражение которой в обозначениях [1] приведено ниже:

$$k(t, \tau) = 1 + \theta_0 - m \varphi(\tau) + (\varphi(t) - \varphi(\tau)) [1 + u(1+m)\varphi(\tau) / (\varphi_k - \varphi(\tau))].$$

Сумма двух синусоидальных силовых воздействий даст одиночный синусоидальный импульс продолжительностью в полпериода. Преобразованное соответствующим образом уравнение (1) дает искомое уравнение

$$EF \varepsilon(t) = \int_{\tau_1}^{\tau_1 + T/2} \frac{d \sin \omega (\tau - \tau_1)}{d \tau} [1 + \theta_0 - m \varphi_k (1 - e^{-\beta \tau}) + (A + B e^{-\beta \tau}) (1 - e^{-\beta (t - \tau)})] d \tau,$$

где $A = u(1+m)$, $B = 1 - A$.

Проинтегрировав, получим выражение для относительной деформации призмы в момент времени t от действия на нее одиночного синусоидального силового импульса, приложенного к призме в возрасте бетона τ_1 и длительностью воздействия в полпериода $T/2$.

$$\varepsilon(t) = \frac{(1+m)\varphi_k}{EF} \frac{\omega \beta}{\omega^2 + \beta^2} (1 + e^{-\beta T/2}) [(1-u)e^{-\beta \tau_1} + u e^{-\beta (t-T/2)} e^{\beta \tau_1}].$$

Перейдя от одиночного силового воздействия к серии из k синусоидальных импульсов, найдем

$$\sum_1^k \varepsilon(t)_i = \frac{(1+m) \varphi_k}{EF} \frac{\omega \beta}{\omega^2 + \beta^2} (1 + e^{-\beta T/2}) [(1-u) (e^{-\beta \tau_1} + e^{-\beta (\tau_1 + sT/2)} + e^{-\beta (\tau_1 + 2sT/2)} + \dots + e^{-\beta [\tau_1 + (k-1) sT/2]}) + u e^{-\beta (t-T/2)} (e^{\beta \tau_1} + e^{\beta (\tau_1 + sT/2)} + e^{\beta (\tau_1 + 2sT/2)} + \dots + e^{\beta [\tau_1 + (k-1) sT/2]})], \quad (2)$$

Приняв в (2) частоту силовых импульсов величиной постоянной, кратной полупериоду и равной $sT/2$ после преобразования получим выражение для суммарной деформации в призме после серии из k силовых импульсных воздействий в момент времени t

$$\sum_1^k \varepsilon(t)_i = \frac{(1+m) \varphi_k}{EF} \frac{\beta T/2 \pi}{1 + (\beta T/2 \pi)^2} \frac{1 + e^{-\beta T/2}}{1 - e^{-\beta sT/2}} [(1-u) e^{-\beta \tau_1} + u e^{-\beta (t - \tau_k - T/2)}] (1 - e^{-\beta (\tau_k - \tau_1 + sT/2)}), \quad (3)$$

где τ_k — возраст бетона призмы к моменту приложения последнего k -го силового импульса.

Выражение (3) получено на основе модифицированной теории упруго-ползучего тела [1], ядро которой является универсальным. Если задача решается на основе модифицированной теории старения [2], то в (3) следует принять $u=0$.

Выражение (3) при $u=0$ показывает, что с момента окончания воздействия последнего силового импульса не происходят деформации последствия, что характерно для теории старения (отсутствует время t — момент снятия отсчета).

Если задача решается на основе классической теории старения, то в (3) при $u=0$ принимаем $m=0$. Если задача решается на основе модифицированной теории упругой наследственности, то в (3) следует принять $u=1$.

Выражение (3) при $u=1$ показывает, что в его основе лежит теория упругой наследственности: при ограниченном количестве силовых импульсов k , прекращающихся в возрасте бетона τ_k и при $t=\infty$ — возрасте бетона к моменту снятия отсчета, выражение (3) обращается в нуль, т.е. состояние призмы до деформации восстанавливается, что является отличительным признаком теории упругой наследственности. Если есть необходимость использовать (3) при $u=1$ для описания длительных деформаций грунта, то дополнительно следует принять $m=0$.

Вычисления с использованием формулы (3) производятся в тех случаях, когда время полупериода $T/2$ практически или одного порядка с τ_1 — возрастом бетона к моменту первого нагружения, измеряемого в днях, или одним-двумя порядками меньше. Однако для некоторых случаев характерным является чрезвычайно малая продолжительность действия одиночного силового импульса: время полупериода может не превышать и долей секунды. Тогда $T/2$, выраженное в днях, становится чрезвычайно малым числом, практически стремящимся к нулю. Это требует преобразования выражения (3). При $T/2$, стремящемся к нулю, формула (3) примет вид

$$\sum_1^k \varepsilon(t)_i = \frac{2}{\pi s} \frac{(1+m) \varphi_k}{EF} [(1-u) e^{-\beta \tau_1} + u e^{-\beta (t - \tau_k)}] (1 - e^{-\beta (\tau_k - \tau_1)}). \quad (4)$$

При решении задачи на основе модифицированной теории старения в (4) следует принять $u=0$, а на основе модифицированной теории упругой наследственности $u=1$.

Естественно, что анализ выражений, полученных из (3) при $u=0$ и $u=1$, действителен для выражений, полученных из (4) при тех же значениях u . Это видно и из небольших примеров, сделанных на основе формулы (4) при следующих данных: $\varphi_k=4$; $u=0,2$; $m=0,5$; $\beta=0,05$; $\tau_1=10$ дней; $\tau_k=40$ дней; $t=100$ дней; $s=2$. Суммарная относительная деформация $\varepsilon(100)$, определенная на основе модифицированной теории упруго-ползучего тела, модифицированной теории старения ($u=0$) и модифицированной теории упругой наследственности ($u=1$), соответственно будет иметь следующие величины: $\varepsilon(100)=0,7351 \cdot \varepsilon_0$; $\varepsilon(100)=0,9004 \cdot \varepsilon_0$; $\varepsilon(100)=0,07391 \cdot \varepsilon_0$.

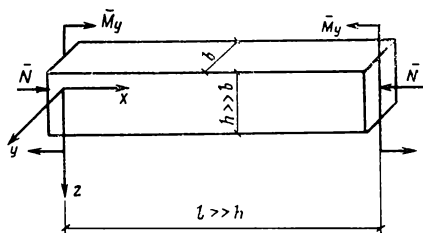
Приведенные формулы учитывают длительность воздействия каждого из серии синусоидальных силовых импульсов в широких пределах — от долей секунды до суток и пригодны для определения накопления длительных деформаций как в стареющих, так и в нестареющих материалах. Они могут быть использованы при исследованиях виброползучести и при определении длительных деформаций аэродромных покрытий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кизирия Г. В., Гвинчидзе Г. И. Учет ползучести бетона в статически неопределимых мостовых конструкциях // Бетон и железобетон. — 1982. — № 6. — С. 8—10.
2. Кизирия Г. В., Гвинчидзе Г. И., Долидзе Д. А. Приближенный метод определения усилий в статически неопределимых конструкциях с учетом ползучести бетона // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1976. — № 8. — С. 22—29.

К задаче о боковом выпучивании полосы

В заметке приводятся функции начальных параметров (ФНП) для задачи о боковом выпучивании полосы. Предполагается, что имеет место статическая форма потери устойчивости и что поперечные сечения полосы постоянны. Предполагается также, что опорные устройства таковы, что во всех сечениях непосредственно от действия внешних сил возникают только изгибающие моменты \bar{M}_y и нормальные силы \bar{N} (см. рисунок), постоянные для рассматриваемой задачи.



Усилия и перемещения, возникающие при боковом выпучивании полосы, будем называть расчетными параметрами и обозначать T_i ($i=1, 2, \dots, 6$). К этим величинам относятся: прогибы $T_1 = \Delta y$, углы поворота сечений $T_2 = \varphi_x$, $T_3 = \varphi_z$, крутящий и изгибающий моменты $T_4 = M_x$, $T_5 = M_z$ и поперечная сила $T_6 = Q_y$.

Введем в рассмотрение матрицу δ (6×6), позволяющую определять вектор T в произвольном сечении с координатой X по значениям того же вектора в начальном сечении T^H при помощи матричного соотношения $T = \delta T^H$.

Компоненты δ , не равные нулю, определяют по формулам:

$$\begin{aligned} \delta_{11} = \delta_{22} = \delta_{33} = \delta_{44} = 1; \quad \delta_{55} = \delta_{66} = \cos kx; \quad \delta_{13} = x; \quad \delta_{24} = c_x x; \\ \delta_{65}/k = k \delta_{45}/c_z \bar{M}_y = k \delta_{35}/c_z = -k \delta_{56} = \sin kx; \quad k^2 \delta_{36}/c_z = -k^2 \delta_{15}/c_z = \\ = k^2 \delta_{46}/\bar{M}_y c_z = -k^2 \delta_{25}/c_z c_x \bar{M}_y = \cos kx - 1. \\ k^3 \delta_{16}/c_z = k^3 \delta_{26}/c_z c_x \bar{M}_y = \sin kx - kx; \end{aligned}$$

Здесь

$$c_x = 3/G h b^3; \quad c_z = 12/E h b^3; \quad k = \sqrt{c_z (\bar{N} + c_x \bar{M}_y^2)}.$$

где E , G — модули упругости материала полосы при изгибе и кручении, h и b — размеры сечения (см. рисунок).

Отметим, что соотношения для определения усилий и перемещений в рассматриваемой задаче, выраженные не через ФНП, были получены в 1982 г. А. Я. Дривингом [1].

Используя граничные условия в начальном и конечном сечениях полосы, можно составить систему однородных алгебраических уравнений для определения неизвестных параметров T^H . Обозначим матрицу, составленную из коэффициентов полученной системы при T^H , через ω . Задача сводится к определению нулевого, обращаящих в нуль $\text{Det } \omega$. Разрешающей функцией Ω будем называть функцию, имеющую те же нули, что и $\text{Det } \omega$. Условимся также под δ_{ij} понимать значения компонент матрицы δ при $x = l$ где l — длина полосы.

Естественно, что ФНП могут быть использованы при любых граничных условиях полосы, в том числе и для полос со ступенчато-переменным сечением. В частности, используя ФНП, нетрудно убедиться, что любые сочетания граничных условий, соответствующих шарнирному опиранию и защемлению при изгибе полосы в плоскости xy , приводят к разрешающему уравнению, совпадающему при $\bar{M}_y = 0$ с аналогичным уравнением задачи Эйлера. Это справедливо при следующих граничных условиях, связанных с кручением:

$$\text{а) } \varphi_x^H = \varphi_x^k = 0; \quad \text{б) } \varphi_x^H = 0; \quad M_x^k = 0.$$

Здесь функция с верхним индексом «н» относится к начальному, а с верхним индексом «к» — к конечному сечению полосы.

Рассмотрим полосу, у которой начальное сечение защемлено, а конечное — свободно от опорных устройств. Для такой полосы следует положить

$$\Omega = \text{Det} \begin{vmatrix} (\delta_{4j} - \bar{M}_y \delta_{3j}) \\ (\delta_{5j} + \bar{M}_y \delta_{2j}) \\ (\delta_{6j} - \bar{N} \delta_{3j}) \end{vmatrix} \quad j = 4, 5, 6. \quad (1)$$

В (1) принято, что нагрузки \bar{N} и \bar{M}_y в процессе деформации не меняют своего направления. Такие нагрузки назовем стационарными. Рассмотрим также нагрузки, которые в процессе деформации сохраняют свое положение по отношению к сечению, в котором они приложены. Такие нагрузки назовем следящими. Для следящих нагрузок надо в (1) положить $\bar{M}_y = \bar{N} = 0$.

Введем для сокращения параметры

$$\alpha = \bar{N} / (\bar{N} + c_x \bar{M}_y^2); \quad \beta = c_x \bar{M}_y^2 / (\bar{N} + c_x \bar{M}_y^2).$$

Тогда (1) запишется так:

$$\Omega = 1 - \alpha (1 - \cos kl) - \beta (1 - \cos kl - kl \sin kl) + \alpha \beta [2(1 - \cos kl) - kl \sin kl]. \quad (2)$$

Рассмотрим несколько вариантов.

Вариант А. Нагрузки \bar{N} и \bar{M}_y — следящие. В этом случае $\alpha = \beta = 0$ и Ω имеет вид: $\Omega = 1$. Нулевых точек у Ω нет и статическая форма потери устойчивости невозможна.

Вариант Б. Нормальная сила стационарна, а момент \bar{M}_y — следящий. В этом случае следует положить в (2) $\beta = 0$ и разрешающая функция примет вид

$$\Omega = 1 - \alpha (1 - \cos kl).$$

В таблице приведены значения $(kl)_{кр}$ для некоторых значений α . Обратим внимание на следующие обстоятельства:

Вариант Б		Вариант В		Вариант Г			
α	$(kl)_{кр}$	$\alpha=1-\beta$	$(kl)_{кр}$	$(kl)_{кр}$	β	$(kl)_{кр}$	β
1,0	$\pi/2$	0	2,798	$\pi/2$	0	2,5	0,2628
0,9	1,682	0,1	2,840	1,6	0,0142	2,6	0,2813
0,8	1,823	0,2	2,890	1,7	0,0579	2,7	0,3002
0,7	2,014	0,3	2,953	1,8	0,0952	2,7984	0,3201; 1
0,6	2,314	0,4	3,038	1,9	0,1383	2,8	0,3202;
							0,9981
0,5	π	0,5	3,142	2,0	0,1560	2,9	0,3436;
							0,8700
		0,6	3,300	2,1	0,1873	3,0	0,3846;
							0,7237
		0,7	3,552	2,2	0,2035	3,1	0,4233;
							0,6099
		0,8	4,130	2,3	0,2244	π	0,5; 0,5
		0,8249	1,5 π	2,4	0,2440		

а) при $\alpha = 1$ имеем $\bar{M}_y = 0$ и $(kl)_{кр} = \pi/2$, что совпадает с решением Л. Эйлера [2];
 б) при $\alpha < 0,5$ функция Ω не имеет нулевых точек, следовательно, статическая форма потери устойчивости не существует.

Вариант В. Нормальная сила \bar{N} — следящая, а изгибающий момент \bar{M}_y — стационарен. В этом случае следует положить в (2) $\alpha = 0$, и функция Ω примет вид

$$\Omega = 1 - \beta (1 - \cos kl - kl \sin kl).$$

Значения $(kl)_{кр}$ для некоторых α также приведены в таблице. Отметим, что максимальное значение $(kl)_{кр} = 1,5\pi$ достигается при $\alpha = 0,82494$. Если $\alpha > 0,82494$, то Ω не имеет нулевых точек, и статическая форма потери устойчивости невозможна.

Вариант Г. Рассмотрим случай, когда и \bar{N} и \bar{M}_y стационарны. В этом случае разрешающая функция Ω определяется формулой (2). Выражение для Ω может быть несколько упрощено и приведено к виду

$$\Omega = [2(1 - \cos kl) - kl \sin kl] \beta^2 - 2\beta(1 - \cos kl) - \cos kl.$$

В таблице приведены значения β , соответствующие некоторым значениям $(kl)_{кр}$. Интересно отметить, что при $2,7984 \leq kl \leq \pi$ каждому значению $(kl)_{кр}$ соответствуют два значения параметра β . В рассматриваемом варианте статическая форма потери устойчивости существует для любых значений параметров α и β .

В заключение укажем, что ФНП могут быть успешно использованы для приближенного решения задачи о боковом выпучивании полосы переменной жесткости под действием любой нагрузки. Для этой цели при помощи сечений, перпендикулярных к оси x , следует разбить полосу на ряд ступеней и осреднить в пределах каждой ступени значения h , b , \bar{M}_y и \bar{N} . Таким образом, задача сведется к расчету полосы со ступенчато-переменным сечением. Естественно, что задача решается с помощью ЭВМ. Опыт показывает, что, разбив полосу на 25...50 ступеней, можно получить удовлетворительные по точности результаты. Для оценки последних можно сопоставить данные расчета для двух значений числа ступеней.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дривинг А. Я. Метод перемещений в задачах устойчивости плоской формы деформации стержневых конструкций // Строит. механика и расчет сооружений. — 1982. — № 1. — С. 42—47.
2. Тимошенко С. П. Устойчивость упругих систем. — М.: Гостехиздат, 1946. — 525 с.

СОДЕРЖАНИЕ ЖУРНАЛА
«СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ»
ЗА 1987 ГОД

Передовые статьи

Гаранин В. Н. На уровень стоящих задач, № 1.
Курсом ускорения, № 1.
На путях перестройки и обновления, № 2.
Ларионов М. П. Важные задачи перестройки управления народным хозяйством, № 5.
По пути Великого Октября, № 6.

Экономия ресурсов в строительстве

Барский В. Б. Автоматизация подбора сечений элементов металлоконструкций в типовом и индивидуальном проектировании, № 5.
Бурлуцкий В. С. Применение гофрированных листов в крановых металлоконструкциях, № 5.
Колбанев Е. Н. Применение метода неравновесенных моментов при расчете стоек опор воздушных линий электропередачи, № 5.
Ларионов В. В., Востров В. К., Беллев Б. Ф., Евдокимов В. В. Расчетная оценка долговечности морских стационарных платформ с учетом распространения трещин, № 5.
Малый В. И., Новоурдский О. Е. Снижение металлоемкости трубопроводов большого диаметра на основе нормирования воздействия неравномерных осадок опор, № 5.
Манжула К. П. Исследование статистических оценок пределов выносливости сварных элементов конструкций при вариациях их конструктивно-технологических параметров, № 5.
Носенко О. П. Пути совершенствования сортамента и производства стального шпунта для гидротехнических сооружений в строительстве, № 5.
Онищенко Д. А. Влияние статистического разброса прочности сталей на надежность многоэлементных металлических конструкций, № 5.
Складнев Н. Н., Горпинченко В. М., Одесский П. Д., Урицкий М. Р. Снижение металлоемкости стальных конструкций путем совершенствования нормативных документов, № 5.
Стрелецкий Н. Н., Чернов Н. Л., Шибанин В. С., Богза В. Г. Расчет усиленных под нагрузкой элементов стальных конструкций по критериям ограниченных пластических деформаций, № 3.
Стрелецкий Н. Н., Леус Ю. Я., Салатов Е. К. Применение бистальных балок с использованием критерия ограниченных пластических деформаций в расчетах — значительный резерв экономии металла, № 5.
Фридкин В. М., Пономарев А. И., Морозова С. Ф. Растянутые элементы металлоконструкций из листового проката высокой прочности, № 5.
Шевченко В. А., Тернопольский А. А. Максимальное использование служебных свойств стали за счет оптимальных конструктивных решений, № 5.
Шимановский В. Н., Гордеев В. Н., Лебедич И. Н., Орлик В. М. Разработка принципиально новых типов конструкций и зданий из них — важнейший резерв снижения стоимости и повышения индустриализации строительства, № 5.

Обзоры

Дроздов П. Ф. Ресурсосберегающее проектирование многоэтажных зданий, № 6.
Матвеев Р. Р. Очерк развития строительной механики в СССР, № 6.
Паньшин Л. Л. Проблемы расчета многоэтажных зданий, № 4.
Складнев Н. Н., Жуковский Э. З. Оптимизация форм пространственных конструкций в строительстве и архитектуре, № 6.
Трофимов В. И. Металлические пространственные конструкции в СССР, № 6.

Надежность строительных конструкций

Абакаров А. Д. Надежность конструкций с параллельным резервированием элементов при случайных воздействиях, № 1.
Булычев А. П. Статистическое обоснование эквивалентных нагрузок на перекрытия промышленных зданий, № 2.
Громацкий В. А. Статистический контроль несущей способности конструкций и характеристик прочности материалов с учетом экономических факторов, № 3.
Знаменский Е. М., Сухов Ю. Д. О расчете конструкций с заданным уровнем надежности, № 2.
Орлович Р. Б. Алгоритм прогнозирования долго-

вечности деревянных элементов при нестационарных воздействиях, № 2.

Складнев Н. Н., Федяев А. А. О методике определения коэффициента надежности по назначению, № 2.

Федоров Е. И., Майрансаев Г. М. К вопросу надежности участка трубопровода, находящегося в обводненной среде, № 5.

Вопросы оптимального проектирования

Воронцов Г. В., Максименко В. И., Шубин Ю. В. Автоматическое управление напряженно-деформированным состоянием висячих и вантовых конструкций, № 5.
Дехтярь А. С. Несущая способность коробчатых конструкций, № 3.
Еремеев П. Г., Картвелливили В. М. Расчет и оптимизация круглых в плане мембранных покрытий, № 1.
Каганов В. Л. Анализ результатов проектирования оптимальных сечений стальных рам, № 3.
Калинин И. Н., Стерлин А. М. Сравнительные характеристики методов математического программирования при решении прикладных задач оптимизации, № 1.
Никифоров В. Ф. О взаимосвязи основных компонентных параметров висячего моста с его деформативностью, № 4.
Райзер В. Д., Должиков В. Н., Должикова Е. Н. Определение оптимальных параметров составных пластин методом нелинейного программирования, № 1.

Расчеты на прочность

Амосов А. А. Приближенная трехмерная теория толстостенных пластин и оболочек, № 5.
Балан Т. А., Клованич С. Ф. Определяющие соотношения для бетона при сложном, непропорциональном нагружении и нагреве, № 2.
Васильков Г. В. Об одном варианте определяющих уравнений пластического деформирования дилатирующих сред, № 1.
Витенко А. Н. К расчету анкеров стержней при продольно-поперечном изгибе, № 3.
Власов В. В. Об одном варианте расчета цилиндрических оболочек на локальные нагрузки, передающиеся через кольцевое ребро, № 1.
Востров В. К., Баско Е. М., Горицкий В. М., Кандаков Г. П. Трещинообразование в кожихах доменных печей, № 2.
Гениев Г. А. Физические зависимости и определяющие уравнения для бароупругой среды, № 6.
Гольденблат И. И., Копнов В. А. Об отклонной прочности материалов, № 3.
Додонов М. И., Мухамедиев Т. А., Кунжиев В. Х., Адыракаева Г. Д. Расчет стержневых железобетонных элементов по деформированной схеме, № 4.
Ерхов М. И., Старов А. В. Большие перемещения идеально пластической круглой пластинки с шарнирно неподвижным краем, № 6.
Ждахин Л. П., Шакиров К. А., Валинецкий А. В. К расчету пространственно-комбинированных систем из двух совместно работающих физических сред, № 2.
Карпенко Н. И. К построению общей ортотропной модели деформирования бетона, № 2.
Коновалов М. В. Равновесие ортотропных мембран, № 2.
Кривошапко С. Н. К проектированию торсовых оболочек по двум заданным крайевым элементам, № 3.
Круглов В. М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трехосном напряженном состоянии, № 1.
Кулагин А. А. Решение неоднородной задачи для тонкой сферической оболочки при нормальной составляющей статической нагрузки, № 5.
Лейтес Е. С. Построение модели деформирования бетона на основе теории пластического течения, № 2.
Лобанов Е. В., Баянкин А. Н. Численное решение контактной задачи о деформации трубопровода в промерзающем грунте, № 6.
Митасов В. М., Федоров Д. А. Аналитическое представление диаграммы работы материалов за пределом упругости, № 4.

Михайлов Ю. Б. Несущая способность оснований анкерных плит, № 4.

Овчинников И. Г., Гарбуз Е. В. Расчет неравномерно нагретого нелинейно-упругого цилиндра, подвергающегося коррозионному износу, № 3.

Полубаринова А. И. К решению задач теории оболочек, № 2.

Присажнюк В. К., Марчук А. В. МКЭ в задачах контактного взаимодействия многослойных прямоугольных плит с упругим полупространством, № 4.

Пшеничников Г. И., Орлов Б. А. Нелинейно-упругий изгиб сетчатых пластин, № 1.

Сенокосов И. А. Кручение упругого слоя с цилиндрическим отверстием кольцевыми штампами, № 1.

Сливкер А. В. Оптимальные аппроксимации перемещений в методе конечных элементов, № 2.

Смирнов С. Б. Новые аспекты предельного равновесия изгибаемых систем и новый механизм их разрушения, № 1.

Траменко А. Ф. Деформативность тонкостенных элементов железобетонных конструкций при длительном действии моментов и мембранных сил, № 1.

Ярич Л. И., Шляпочник Л. Я. Построение конечно-разностных схем для расчета железобетонных пластин с учетом наличия трещин, № 3.

Яценко Е. А., Слободянюк С. А. Задача теории ползуемости от взаимодействия предварительно напряженной арматуры и бетона при их полном сцеплении, № 2.

Расчеты на устойчивость

Андрианов И. В., Холод Е. Г. О точных решениях нелинейных задач строительной механики пластин, № 3.

Бельский Г. Е. Обеспечение надежности внецентренно сжатых элементов в стержневых конструкциях, № 5.

Гольденберг Л. И. Расчет на прочность и устойчивость квадратного контура металлической мембраны с начальным прогибом, № 4.

Дривинг А. Я. Аппарат метода перемещений в задачах устойчивости плоской формы сжато-изгибаемых стержневых систем, № 1.

Потапов В. Д. Устойчивость вязкоупругого стержня при стохастическом и параметрическом возбуждении, № 1.

Раздольский А. Г. Критические напряжения сжатой упругой неидеальной круговой цилиндрической оболочки, № 4.

Самольянов И. И. Устойчивость седловидной оболочки, № 4.

Ульянов В. И. Устойчивость кольцевых ребристых пластинок, № 2.

Чижов В. Ф. Динамика и устойчивость трубопровода, № 4.

Динамические расчеты

Анричанов И. В., Крижевский Г. А. Модификация асимптотического метода в задачах динамики подкрепленных конструкций, № 2.

Арешкин Г. Я., Некрасов В. В., Шустров А. И. Расчет стержневых систем на действие кратковременных нагрузок методом численного разделения переменных, № 1.

Беликов Г. И., Бахтин Ю. Н. Оптимизация подкрепленной круглой цилиндрической оболочки при свободных колебаниях, № 3.

Блюмина Л. Х., Казачкова Т. В. Метод определения поперечной аэродинамической силы, действующей на колеблющееся высокое сооружение, № 4.

Булычев Г. Г. Численное исследование динамики и динамической прочности кусочно-однородных упругопластических тел, № 5.

Васильков Г. В. О прямых методах решения упруголастических задач динамики сооружений, № 4.

Генцев Г. А. Определяющие уравнения и функционалы в теории течения для расширенного класса неупругих сред, № 1.

Генцев Г. А., Зубков А. Н. Радиальные колебания цилиндрических оболочек при движении в них потока идеальной жидкости, № 3.

Граник В. Т., Гаевская Г. А. Определение усилий в цилиндрической силовой оболочке от стохастических давлений сыпучего потока, № 2.

Дашевский М. А. К расчету виброизоляции зданий, № 2.

Иванов С. П., Климанов В. И. Динамическое поведение гибких пологих цилиндрических оболочек с опорными ребрами, № 1.

Иванченко И. И. Расчет стержневых систем с

распределенными параметрами на неустановившиеся воздействия, № 5.

Кукуджанов С. Н. О влиянии неоднородного кручения и нормального давления на собственные колебания цилиндрической оболочки, № 3.

Кусаинов А. А. О моделях пропорционального и неоднородного демпфирования, № 1.

Назаренко Ю. Б. Расчет крепей горных выработок в пластической стадии при дифракции плоских волн, № 4.

Осетинский О. В., Веселов Ю. А., Штенкер Х. Учет рассеяния энергии при динамических расчетах трехслойных стен методом конечных элементов, № 2.

Петросян Л. Г., Басилая В. М., Хаселев М. Е. Применение обобщенных конечных интегральных преобразований к динамическому расчету плит на упругом основании, № 5.

Тарабрин Г. Т., Мартыянов О. А. Численный расчет балок при динамическом нагружении в нестационарном режиме, № 3.

Травуш В. И., Нгуен Зи Тиен. К решению задач о продольных и крутильных колебаниях стержней ступенчато-переменного сечения, № 2.

Расчеты на сейсмические воздействия

Айзенберг Я. М., Абакаров А. Д. Особенности резонирования для повышения надежности строительных сооружений при возможных сейсмических и других катастрофических воздействиях, № 4.

Килимник Л. Ш., Николаишвили М. П. Исследование упругофрикционных соединений на высокопрочных болтах при нагрузках типа сейсмических, № 2.

Циленок И. Ф. Оценка надежности и учет повторяемости землетрясений при расчетах крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия, № 3.

Экспериментальные исследования

Брусенцов Г. Н., Ласков Н. Н. Сопротивление диафрагм жесткости из каменной кладки совместному действию вертикальной и горизонтальной нагрузок, № 5.

Гнатюк В. В., Снитко А. Н. Экспериментально-теоретическое исследование влияния неправильностей на устойчивость цилиндрических панелей при нагреве, № 6.

Еремеев П. Г., Ленский В. В. Экспериментальные исследования мембранной оболочки шатрового типа, № 4.

Линьков В. И. Статистический анализ прочности и деформативности соединений элементов деревянных конструкций на наклонно-ввинченных стержнях, № 5.

Трофимов В. И., Пименов И. Л. Экспериментальное исследование узлов пересечения элементов пространственных стержневых покрытий, № 4.

В помощь работникам проектных организаций

Борейко А. С. Исследование несущей способности рам на основе автоматизированных методов расчета, № 4.

Зылев В. Б. Переменная по высоте скорость ветра и галоупирование проводов, № 6.

Немчинов Ю. И., Фролов А. В., Жарко Л. А. Учет проемности в пространственных расчетных схемах зданий, № 6.

Сливкер В. И. Расчет регулярной неразрезной балки с учетом деформаций сдвига, № 5.

Тимохин В. П., Козлова Т. Е. Расчет кирпичных висячих стен, опирающихся на раидалки, в процессе их воздействия, № 5.

Ушицкий М. У., Яньков В. Ю. О давлении статистически неоднородной сыпучей среды на стены силоса, № 4.

Фрайфельд Е. Б. О применении суперэлементов при расчетах сложных фундаментных конструкций, № 6.

Юсупов А. К., Меребашвили А. Р. Применение МКЭ к определению вертикальных перемещений трубопроводов в пучинистых грунтах, № 6.

Церлюк М. Д. К вопросу бесфундаментной установки уравновешиваемых кузнечно-прессовых автоматов, № 6.

Новые нормативные документы

Мартельянов А. И. О некоторых вопросах совершенствования норм по строительству в сейсмических районах, № 6.

Цейтлин А. И., Бернштейн А. С., Гусева Н. И., Попов Н. А. Новая редакция раздела «Ветровые нагрузки» главы СНиП «Нагрузки и воздействия», № 6.

Зарубежный опыт

Кубица Э., Рыкляк К. Предельная нагрузка внецентренно сжатого коробчатого стержня с деформируемым сечением, № 6.

СОДЕРЖАНИЕ

По пути Великого Октября	1
Трофимов В. И. Металлические пространственные конструкции в СССР	5
Складнев Н. Н., Жуковский Э. З. Оптимизация форм пространственных конструкций в строительстве и архитектуре	10
Дроздов П. Ф. Ресурсосберегающее проектирование многоэтажных зданий	15
Расчеты на прочность	
Гениев Г. А. Физические зависимости и определяющие уравнения для бароупругой среды	20
Ерхов М. И., Старов А. В. Большие перемещения идеально-пластической круглой пластинки с шарнирно неподвижным краем	22
Лобанов Е. В., Баянкин А. Н. Численное решение контактной задачи о деформации трубопровода в промерзающем грунте	25
Новые нормативные документы	
Цейтлин А. И., Бернштейн А. С., Гусева Н. И., Попов Н. А. Новая редакция раздела «Ветровые нагрузки» главы СНиП «Нагрузки и воздействия»	28
Мартемьянов А. И. О некоторых вопросах совершенствования норм по строительству в сейсмических районах	33
Экспериментальные исследования	
Гнатюк В. В., Улитин В. В., Снитко А. Н. Экспериментально-теоретическое исследование влияния неправильностей на устойчивость цилиндрических панелей при нагреве	35
В помощь работникам проектных организаций	
Неминов Ю. И., Фролов А. В., Жарко Л. А. Учет проемности в пространственных расчетных схемах зданий с несущими стенами	38
Юсупов А. К., Меребашвили А. Р. Применение МКЭ к определению вертикальных перемещений трубопроводов в пучинистых грунтах	41
Фрайфельд Е. Б. О применении суперэлементов при расчетах сложных фундаментных конструкций	43
Церлюк М. Д. К вопросу бесфундаментной установки уравниваемых кузнечно-прессовых автоматов	47
Зылев В. Б. Переменная по высоте скорость ветра и галопирование проводов	51
Зарубежный опыт	
Кубица Э., Рыкалюк К. Предельная нагрузка внецентренно сжатого коробчатого стержня с деформируемым сечением	54
Краткие сообщения и заметки	
Гвинчидзе Г. И., Кизирия Г. В. Накопление длительных деформаций при многократных импульсно приложенных нагрузках	58
Китовер К. А. К задаче о боковом выпучивании полосы	60
Содержание журнала «Строительная механика и расчет сооружений» за 1987 год	62
Информация	3-я и 4-я стр. обложки

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

А. В. АЛЕКСАНДРОВ, В. В. БОЛОТИН, А. В. ГЕММЕРЛИНГ, Г. А. ГЕНИЕВ, П. Ф. ДРОЗДОВ, Ю. А. ДЫХОВИЧНЫЙ, М. И. ЕРХОВ, Б. Г. КОРЕНЕВ, Б. Я. ЛАЩЕНИКОВ, С. В. ПОЛЯКОВ, Л. М. ПУХОНТО, А. Р. РЖАНИЦЫН, Н. Н. СКЛАДНЕВ (главный редактор), О. И. ТОМСОН, А. А. ЧИРАС

Технический редактор Н. Н. Удалова

Корректор Г. С. Беляева

Сдано в набор 04.09.87 Подписано в печать 03.11.87 Т-21719 Формат 70×108^{1/16}
Печать высокая. Усл. печ. л. 5,6 Усл. кр.-отт. 6,13 Уч.-изд. л. 7,98 Тираж 4252 экз. Заказ № 287

Адрес редакции: 109389, Москва, Ж-389, 2-я Институтская, д. 6, тел. 174-86-47

Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома Государственного комитета СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли, 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

В 1987 г. Стройиздатом выпущены в свет

Дроздов В. А., Сухарев В. И. **ТЕРМОГРАФИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ.** — М.: Стройиздат, 1987. — 18 л.: ил. — (В пер.): 3 р., 4900 экз.

Изложены особенности применения термографии в различных отраслях строительства. Приведены методы контроля теплозащитных свойств термических сопротивлений, воздухопроницаемости, методы проведения дефектоскопии строительных конструкций зданий и сооружений различного назначения. Рассмотрены методы исследования светопрозрачных ограждений.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

Лащенко М. Н. **ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.** — Л.: Стройиздат, 1987. — 8 л.: — 45 к.

Рассмотрена одна из важнейших инженерно-технических проблем — продление срока службы металлических конструкций промышленных и гражданских сооружений. Изложены наиболее характерные причины выхода из строя конструкций в целом и их отдельных элементов. Показаны дефекты, допускаемые при изготовлении, монтаже, эксплуатации и ремонте конструкций. Значительное место уделено вопросам усиления металлических конструкций под нагрузкой (без остановки технологического процесса в сооружении).

Для инженерно-технических работников проектных, строительных и эксплуатационных организаций.

Бондаренко В. М., Шагин А. Л. **РАСЧЕТ ЭФФЕКТИВНЫХ МНОГОКОМПОНЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.** — М.: Стройиздат, 1987. — 10 л.: ил. — (Курсом ускорения науч. техн. прогресса). — 50 к.

Обоснована целесообразность применения многокомпонентных конструкций в нетрадиционных условиях эксплуатации зданий и сооружений. Приведена классификация конструкций по техническим решениям, изложены методы их расчета на прочность, устойчивость, рассмотрены примеры усиления элементов зданий и сооружений. Дана экономическая эффективность применения многокомпонентных конструкций.

Для инженерно-технических работников проектных, строительных и научно-исследовательских организаций.

Оксанович Л. В. **НЕВИДИМЫЙ КОНФЛИКТ:** Пер. с болг. — 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1987. — 13 л.: ил. — Пер. изд.: НРБ, 1987. — 70 к., 5000 экз.

На основе богатого фактического материала автор из НРБ рассказывает о многочисленных случаях строительных катастроф, об опасности, которой подвергаются здания и сооружения, испытывая воздействие ураганов, землетрясений, а также различных физических явлений. Рассматриваются проблемы надежности и долговечности строительных конструкций. Изд. 1-е вышло в 1981 г.

Для широкого круга читателей.
Портаев Л. П., Портаев В. Л., Петраков А. А. **ТЕХНИЧЕСКАЯ МЕХАНИКА:** Учеб. для техникумов. — М.: Стройиздат, 1987. — 30 л. ил. — (В пер.): 1 р., 40 к., 20 000 экз.

Изложены основные теоремы статики при действии сил на абсолютно твердое тело и законы плоского движения точки и твердого тела. Приведены методы расчета упруго-деформируемых простейших систем работающих в условиях растяжения, сдвига, кручения, изгиба и их совместного действия. Даны методы расчета многопролетных статически определимых и неопределимых балок и рам, трехшарнирных арок, плоских ферм, подпорных стен. Теоретические положения излагаемого материала сопровождаются примерами из строительной практики.

Для учащихся строительных техникумов.
РАЗВИТИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ: (Работы школы Н. С. Стрелецкого) / В. В. Кузнецов, Е. И. Беленя, Н. Н. Стрелецкий и др.; ЦНИИ проектирования строит. конструкций. — М.: Стройиздат, 1987. — 40 л. — (В пер.): 6 р., 40 к., 4900 экз.

Рассмотрены работы учеников и последователей Н. С. Стрелецкого, дающие в совокупности анализ современного этапа развития строительных металлических конструкций. Освещены основные направления технического прогресса и конкретные достижения в совершенствовании конструктивных форм, методов расчета, материалов и соединений, технологий изготовления и монтажа.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

Соляник-Красса К. В. **ОСЕСИММЕТРИЧНАЯ ЗАДАЧА ТЕОРИИ УПРУГОСТИ.** — М.: Стройиздат, 1987. — 18 л.: ил. — (В пер.): 3 р., 4900 экз.

Изложена задача осесимметричной теории упругости. Приведены общие формы решений и методы решения задачи, следующие из общих решений теории упругости. Рассмотрено деформированное состояние цилиндров и толстых упругих плит. Приведены решения в криволинейных координатах, даны развернутые примечания к задачам о деформации шаров и шарообразных оболочек, конусов, эллипсоидов и гиперблоидов вращения.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

Теллес Ж. **ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА ГРАНИЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В РЕШЕНИИ НЕУПРУГИХ ЗАДАЧ:** Пер. с англ. — М.: Стройиздат, 1987. — 20 л.: ил. — Пер. изд.: ФРГ, 1983. — (В пер.): 3 р., 30 к., 4900 экз.

В книге профессора Федерального университета Рио-де-Жанейро (Бразилия) Ж. Теллеса показано применение метода граничных элементов для решения физически нелинейных задач строительной механики на конечных и полубесконечных двумерных и трехмерных областях. Приведены результаты численного решения нелинейных задач с учетом упругопластических свойств материала, вязкопластичности и ползучести, а также сравнения этих результатов с решениями аналогичных задач с использованием метода конечных элементов и других методов.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

Лампси Б. Б. **ПРОЧНОСТЬ ТОНКОСТЕННЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.** — М.: Стройиздат, 1987. — 18 л.: ил. — (В пер.): 3 р., 4900 экз.

Изложены задачи уточненного расчета элементов конструкций и их узлов с учетом концентрации напряжений. Приведены методы расчета узлов тонкостенных рам, расчета конструктивных элементов (ребер жесткости) на напряженное состояние, рассмотрено влияние концентрации напряжений на местную устойчивость элементов тонкостенных конструкций и др. Изложена приближенная теория упругопластического изгиба тонкостенных конструкций за пределами упругости при трехкомпонентном напряженном состоянии, дана методика их расчета по первому предельному состоянию на однократное и повторное нагружения.

Для научных и инженерно-технических работников проектных и научно-исследовательских организаций.

ОБСЛЕДОВАНИЕ И ИСПЫТАНИЕ СООРУЖЕНИЙ: Учеб. для вузов / О. В. Лужин, А. Б. Злочевский, И. А. Горбунов, В. А. Волохов. — М.: Стройиздат, 1987. — 22 л.: ил. — (В пер.): 1 р., 20 к.

Приведены сведения о математических методах обработки результатов испытания и обследования конструкций. Рассмотрены вопросы метрологического обеспечения экспериментов. Даны понятия о теориях водобоя и размерностей. Описаны основные способы испытания конструкций и их моделей. Приведены сведения о современной измерительной аппаратуре и автоматизации экспериментальных исследований. Рассмотрены методы контроля качества изготовления и монтажа строительных конструкций и сооружений.

Для студентов строительных вузов и факультетов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Физдель И. А. **ДЕФЕКТЫ В КОНСТРУКЦИЯХ И СООРУЖЕНИЯХ И МЕТОДЫ ИХ УСТРАНЕНИЯ.** — 2-е изд. перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1987. — 18 л.: ил. — (В пер.): 1 р. 10 к., 20 000 экз.

Описаны характерные дефекты полносборных зданий, оснований и фундаментов, кровель, облицовки, деревянных, каменных, металлических, монолитных и сборных железобетонных конструкций. Рассмотрены способы устранения и предупреждения этих дефектов. Освещены вопросы контроля качества при выполнении строительных работ. Настоящее издание переработано с учетом достижений научно-технического прогресса, обеспечивающих повышенные качества строительного производства. Изд. 1-е вышло в 1978 г.

Для инженерно-технических работников строительных организаций.

Филин А. П. **ЭЛЕМЕНТЫ ТЕОРИИ ОБОЛОЧЕК.** — 3-е изд., перераб. и доп. — Л.: Стройиздат, 1987. — 20 л.: ил. — (В пер.): 3 р. 40 к., 4900 экз.

Изложена теория гладких тонких упругих изотропных оболочек. Рассмотрены вопросы построения фундамента общей теории оболочек произвольного вида, общие в принципе пути решения проблемы теории оболочек при помощи разрешающих уравнений в перемещениях или в потенциальных функциях усилий и моментов. Приведены приближенные подходы к построению теории частных классов оболочек. Основное содержание книги относится к линейной теории оболочек, но параллельно с ее изложением даны основные соотношения и нелинейной теории. В настоящем издании рассмотрена безмоментная теория совместно с теорией краевого эффекта, полубезмоментная теория. Изд. 2-е вышло в 1975 г.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

В 1988 г. Стройиздатом будут выпущены в свет

Арутюнян Н. Х., Зевин А. А. **РАСЧЕТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПОЛУЗУЧЕСТИ.** — М.: Стройиздат, 1988. — 14 л.: ил. — (Наука — строит. пр-ву). — 2 р. 20 к.

Изложены методы расчета сплошных тел армированных стержневых систем с учетом ползучести и старения материала. Основное внимание уделено методу расчета неоднородных по координатам элементов конструкций, а также изложению специфики расчетного аппарата, необходимого для прогнозирования напряжения и деформаций сооружений, возводимых и нагружаемых непрерывно или поэтапно. Даны методы расчета нарастаемых тел и стержневых систем. Рассмотрены задачи оптимального проектирования. Приведено решение конкретных задач.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

Боевдин А. А. **ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ СИСТЕМЫ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ.** — М.: Стройиздат, 1988. — 16 л.: ил. — 2 р. 50 к.

Рассмотрены предварительно напряженные металлостальные системы и их элементы, наиболее распространенные в современной технике строительства. Изложена методика расчета предварительно напряженных металлических конструкций с вертикальной затяжкой, круговых цилиндрических оболочек и тонкостенных трубчатых стоек, двухшарнирных арок.

Для научных инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

Давыдов В. А., Конторчик А. Я., Шевченко В. А. **МОНТАЖ КОНСТРУКЦИЙ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ.** — М.: Стройиздат, 1988. — 11 л.: ил. — 55 к.

Рассмотрены особенности проектных решений промышленных зданий старой постройки; приведены основные положения о порядке и методах обследования технического состояния существующих конструкций. Освещены технологические особенности использования строительной техники в условиях реконструкции, обобщен передовой опыт организации и технологии монтажа, демонтажа, усиления и восстановления конструкций.

Для инженерно-технических работников строительных и проектных организаций.

Диттрих Г. **ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ ПРИ МОДЕРНИЗАЦИИ:** Пер. с нем. — М.: Стройиздат, 1988. — 14 л.: ил. — Пер. изд.: ФРГ, 1984. — 1 р.

Книга автора из ФРГ посвящена решению проблем строительной физики, возникающих при реконструкции старых зданий, с учетом современных требований к эквипомке эксплуатации, улучшению комфортности помещений. Показана возможность повышения надежности звуко-,

тепло- и теплоизоляции конструкций старых зданий.

Для инженерно-технических работников строительных организаций.

Зарецкий Ю. К. **ВЯЗКОПЛАСТИЧНОСТЬ ГРУНТОВ И РАСЧЕТЫ СООРУЖЕНИЙ.** — М.: Стройиздат, 1988. — 20 л.: ил. — 3 р. 10 к.

Изложен новый комплексный подход к оценке напряженно-деформированного состояния оснований и грунтовых сооружений, позволяющий при проектировании проводить расчеты по предельным состояниям. Рассмотрены пластичность грунтов и динамическая их консолидация с учетом реологических процессов, протекающих под воздействием статических и динамических нагрузок. Даны алгоритмы расчета упруговязкопластичных деформаций грунтов и на их основе проанализированы результаты численных расчетов напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов сооружений, плотин, дамб и пр.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

ИССЛЕДОВАНИЯ ПО ТЕОРИИ СООРУЖЕНИЙ. Вып. 25/Под ред. Б. Г. Коренева, А. Ф. Смирнова, О. В. Лукина. — М.: Стройиздат, 1988. — 20 л.: ил. — (В пер.): 3 р. 10 к.

Содержатся статьи, посвященные актуальным проблемам развития теории сооружений, непосредственно связанным с решением практических задач. Научные исследования, освещенные в книге, охватывают проблемы статике, динамики и устойчивости сооружений. Определенное внимание уделено расчету сооружений на случайные воздействия. Рассмотрены некоторые вопросы теории надежности.

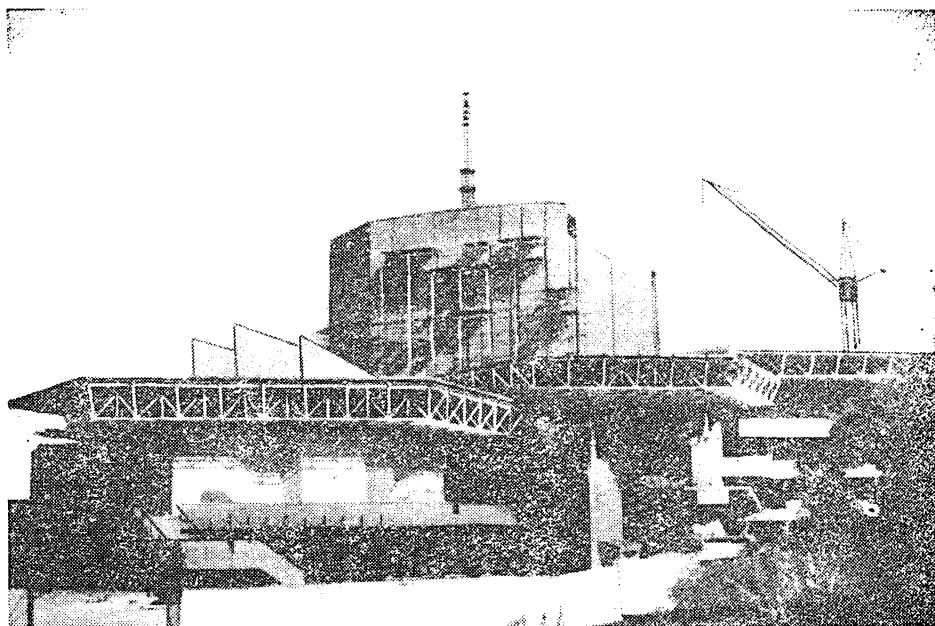
Для научных работников научно-исследовательских институтов, инженеров-проектировщиков, преподавателей, студентов, аспирантов.

Объявлялась в плане выпуска литературы 1985 г., с. 79.

Крылов Н. А., Глуховский К. А., Хлутков Д. П. **ОПТИМИЗАЦИЯ РАСЧЕТНЫХ ПАРАМЕТРОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.** — Л.: Стройиздат, 1988. — 20 л.: ил. — (В пер.): 3 р. 30 к.

Рассмотрены основные положения теории и метода предельных состояний, которые лежат в основе норм проектирования строительных конструкций. Приведены теоретические результаты исследования конструкций, которые сопоставлены с экспериментальными данными. Определены методы и средства контроля расчетных и эксплуатационных параметров строительных конструкций. Даны примеры использования новых методов на строительных объектах.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.



Музыкально-драматический театр в Астрахани



Универсальный спортивный зал в Измайлове



Москва
СТРОИЗДАТ