



ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського науково-дослідного
та проектного інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського



Під загальною редакцією
заслуженого діяча науки і техніки України,
доктора технічних наук,
професора О.В. Шимановського

Науковий збірник

Випуск 4

Видавництво «Сталь»
Київ – 2009

УДК 061.62+624.014

ББК 30.4

З-415

З-415 Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, д.т.н., професора О.В. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2009, вип. 4 – 272 с.

ISBN 978-966-1555-33-3

У збірнику наведено статті з результатами досліджень у галузі розрахунку та проектування конструкцій, теоретичної та будівельної механіки, теорії пружності та пластичності. Особливу увагу приділено розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель та споруд, розробленню раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичним дослідженням роботи елементів і з'єднань, удосконаленню матеріалів, технології виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкції будівель і споруд, розвитку та вдосконаленню нормативної бази в цих галузях будівництва, а також дослідженням напружено-деформованого стану тіл складної структури при постійних і змінних у часі навантаженнях, включаючи випадкові впливи. Для наукових працівників, аспірантів та інженерів, зайнятих у різних галузях науки і техніки.

УДК 061.62+624.014

ББК 30.4

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:

Шимановський О.В., д.т.н. (відп. редактор); Адріанов В.П.; Божко В.А., к.т.н.; Гайдайчук В.В., д.т.н.; Голоднов О.І., д.т.н. (відп. секретар); Гордеев В.М., д.т.н. (заст. відп. редактора); Гром А.А., к.т.н.; Гуляев В.І., д.т.н.; Кириллов В.В.; Корольов В.П., д.т.н.; Лисицин Б.М., д.т.н.; Лебедич І.М., к.т.н.; Оглобля О.І., д.т.н.; Цихановський В.К., д.т.н.

АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:

просп. Визволителів, 1,
Київ 02660,
ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»
тел. 543-97-40, e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ №12628-1512Р від 03.05.2007 р.

Постановою президії ВАК України від 27.05.2009 р. № 1-05/2
збірник внесено до переліку наукових фахових видань із технічних наук

ISBN 978-966-1555-33-3

**© ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»**

ЗМІСТ

Шимановский А.В., Королёв В.П. Научно-методическое обеспечение единой системы подготовки, повышения квалификации и аттестации кадров в области обеспечения надежности и технологической безопасности строительных объектов.....	6
Колесниченко С.В., Гибаленко А.Н., Селютин Ю.В. Формирование принципов обеспечения технологической безопасности для предприятия с разветвленной территориальной структурой.....	15
Банников Д.О. Современные подходы к проектированию стальных емкостных конструкций.....	24
Першаков В.Н., Коцюбинская Л.М., Лоза И.П., Мисирук Т.А. Анализ металлических конструкций рамных каркасов и направления их развития.....	37
Фурсов В.В., Кошмай Н.Д., Васильев А.Ю., Ковлев Н.Н., Евель С.М. Реконструкция Западной трибуны стадиона «Металлист» в г. Харькове.....	47
Лебедич И.Н., Хазрон Л.В. Некоторые аспекты надстройки многоэтажных зданий с использованием металлического каркаса.....	55
Оглобля А.И., Лившиц М.Н., Пархомович Г.С. Расчет и проектирование элементов трубопроводов систем гидротранспорта.....	63
Нилов А.А., Мартынюк А.Я., Лазнюк М.В., Рыженко С.С. Рамы из сварных двутавров с гофрированной стенкой.....	71
Губанов В.В. Планирование обслуживания высотных сооружений на основе стоимостных показателей.....	79
Тур В.И., Карсункин В.В. Обследование куполов промышленных сооружений.....	89
Сиянов А.И. Влияние жесткости отдельных элементов на поведение металлических ребристо-кольцевых куполов.....	96

Козлов С.В., Кудашкин М.С. Усиление стальных конструкций методом увеличения сечения с использованием плазменной сварки.....	108
Ленда А.В. Нелинейные задачи прочности несущих элементов висячих систем.....	114
Білик А.С. Визначення оптимальних конструктивних рішень ферм у експертній системі одностадійного оптимального проектування.....	119
Білик С.І., Недоходюк І.Д. Рациональные стальные элементы рам двотаврового перерізу зі змінною висотою стінки.....	133
Пелешко І.Д., Балук І.М. Оптимізація типорозмірів поперечних перерізів стрижнів сталевих конструкцій.....	142
Королёв В.П., Рыженков А.А. Требования к первичной и вторичной защите от коррозии большепролетных конструкций спортивных сооружений.....	152
Шевченко О.Н, Герман Г.А. Особенности метрологического обеспечения оценки показателей коррозионной стойкости и долговечности при ускоренных испытаниях защитных покрытий.....	161
Селютин Ю.В., Бондаренко А.В. Диагностика коррозионного состояния и методы расчетно-экспериментальной оценки показателей ремонтпригодности сталежелезобетонных конструкций.....	167
Иванова И.А. Структурные изменения металла при наплавке сварных швов с различной технологией.....	175
Антошина Т.В. Влияние остаточных напряжений на устойчивость пластин, предварительно напряженных локальным термическим воздействием.....	181
Балашова О.С. Экспериментальное определение остаточного напряженного состояния предварительно напряженной металлической колонны.....	187

Кисіль О.А. Несуча здатність стиснутих стержнів із спарених прокатних кутиків з урахуванням впливу залишкового напруженого стану, що виникає після нагрівання крайок.....	193
Ткачук І.А. Зміна характеристик міцності та деформативності матеріалів залізобетонних конструкцій при високотемпературних впливах.....	199
Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Худолій С.Н. Компьютерное моделирование динамики конструкций установок глубокого бурения.....	208
Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Носенко В.П. Возбуждение колебаний ветроэнергетических установок гироскопическими силами инерции.....	217
Цыхановський В.К., Талах С.М. Численный расчет большепролетных регулярно-ребристых оболочек на упругоподатливом контуре на основе конструктивно-ортотропных моделей.....	226
Усенко М.В. Стійкість стиснутих сталевих елементів з гнутих швелерів.....	238
Семиног М.М., Голоднов О.І. Моделирование напружено-деформованого стану для обґрунтування можливості продовження терміну експлуатації будівельних конструкцій, будівель та споруд.....	243
Гордиюк М.П. Міцність і деформативність залізобетонних пластинчастих конструкцій при високотемпературних впливах.....	250
Доан Н.Т. Визначення технічного стану відтяжок антенно-щоглових споруд логіко-ймовірним методом.....	257
Москаленко В.И. Особенности технологии возведения металлических дымовых конструкций в условиях действующего предприятия.....	261
Вимоги до оформлення статей.....	268

УДК 624.014:620.193

Научно-методическое обеспечение единой системы подготовки, повышения квалификации и аттестации кадров в области обеспечения надежности и технологической безопасности строительных объектов

¹Шимановский А.В., д.т.н., ²Королёв В.П., д.т.н.

¹ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

²Донбасский центр технологической безопасности ОАО

«УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. У статті викладено основні проблеми щодо встановлення єдності принципів удосконалення системи підготовки, підвищення кваліфікації та атестації фахівців у галузі надійності і технологічної безпеки будівельних об'єктів. Надані результати застосування корпоративної програми навчання на базі курсів Донбаського центру технологічної безпеки ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського». Сформульовано пропозиції щодо створення галузевої системи підготовки та перепідготовки кадрів з питань експлуатації, оцінки та подовження ресурсу конструкцій будівель та споруд.

Аннотация. В статье излагаются основные проблемы, связанные с определением единых принципов совершенствования системы подготовки, переподготовки и аттестации специалистов в области надежности и технологической безопасности строительных объектов. Представлены результаты применения корпоративной программы обучения на базе курсов Донбасского центра технологической безопасности ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н.Шимановского». Сформулированы предложения по созданию отраслевой системы подготовки и переподготовки кадров по вопросам эксплуатации, оценки и продления ресурса конструкций зданий и сооружений.

Abstract. The paper deals with the basic problems concerning determination of uniform principles of improvement of system of training, retraining and certification of experts in sphere of reliability and technological safety of building facilities. The results of using of corporate training program on the basis of Donbass Centre of Technological Safety of OJSC «V. Shimanovsky Ukrdisteelconstruction» are presented. Proposals for development of branch system of personnel training and retraining concerning operation, estimation and prolongation of buildings and structures service life are formulated.

Ключевые слова: технологическая безопасность, подготовка, повышение квалификации и аттестация специалистов.

Введение. Постановка проблемы. В последние годы определились новые подходы к решению проблемы обеспечения надежности строительных конструкций зданий и сооружений на основе реструктурирования технологий безопасности и формирования когерентных систем, приемов и процедур оценки качества в строительстве. Технологическая безопасность

представляет важную структурную составляющую безопасности предприятия, характеризующую систему мер для поддержания работоспособности, повышения эксплуатационных свойств конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей, которые полностью или в значительной степени исчерпали свой нормативный ресурс и являются источником потенциальной опасности по отношению к технологическим функциям объектов при модернизации, реконструкции и продлении срока эксплуатации.

Рассмотрение этой непростой проблемы диктуется необходимостью разработки комплексной многоуровневой системы государственного регулирования безопасности, определяющей действия административных структур предприятий и организаций с целью предупреждения аварийных ситуаций на строительных объектах всех отраслей промышленности, транспорта, энергетики, связи, сельского и городского хозяйства. Концепция государственной программы обеспечения технологической безопасности в основных отраслях экономики Украины, утвержденная распоряжением КМУ от 11.06.2003 г. № 351-р, предусматривает разработку основополагающих принципов научно-технической политики, правового и нормативного регулирования системы мер по предупреждению аварий и чрезвычайных ситуаций техногенного характера, условий экологической и техногенной безопасности жизнедеятельности как неотъемлемого элемента политики национальной безопасности и государственного строительства. Рабочими учебными программами по направлению подготовки специалистов «Строительство» для специальности «Промышленное и гражданское строительство» предусматривается спецкурс «Реконструкция зданий и сооружений». Вместе с этим, проблема обеспечения надежности требует дополнительного рассмотрения вопросов технологической безопасности для предупреждения аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений.

Цель работы. Совершенствование научно-методического обеспечения для создания единой системы подготовки, повышения квалификации и аттестации кадров в области обеспечения надежности и технологической безопасности строительных объектов.

Основная часть. Из всех этапов создания строительных конструкций наиболее ответственным является этап проектирования, определяющий требования к конструктивной форме с точки зрения аппарата теории надежности. Показатели надежности, установленные при проектировании, обеспечивают условия для реализации таких свойств, как безотказность, сохраняемость, ремонтпригодность и долговечность при изготовлении, монтаже, эксплуатации и реконструкции строительных объектов. Вместе с этим, действующие методики нормирования безопасности строительных

конструкцій, основанні на коефіцієнтах надійності, не учитують фактор часу і ресурсу роботи конструктивних елементів будівель і споруджень.

В зв'язі з указаними обставинами велике значення набувають структурні дослідження будівельних об'єктів, що дозволяють здійснювати оптимізацію і нормування показників надійності на стадії проектування. Застосування методів структурного аналізу найбільш ефективно для конструктивних систем при обґрунтуванні, перевірці достаточності, оцінці ефективності і контролі виможних характеристик безпеки промислових об'єктів. Структурні методи розрахунку надійності встановлюють причинно-наслідкові зв'язки між елементами і підсистемами в системі «будівельний об'єкт» і дозволяють розглядати фізичні умови надійності на основі ймовірнісно-статистических зв'язок.

В Україні створена потужна техносфера внаслідок диспропорцій в розміщенні продуктивних сил, які допускались на протязі багатьох років. Техногенне навантаження, характерне для таких промислово розвинутих областей, як Дніпропетровська, Донецька, Запорізька і др., в 5-15 раз вище, ніж в інших розвинутих країнах. На сьогодні майже 30 % промислових об'єктів є потенційно небезпечними. З 2001 р. і до теперішнього часу на підприємствах гірничодобувної, металургічної, хімічної, машинобудівної і інших галузей промисловості, в житлово-комунальному господарстві і в будівництві стало понад 2500 аварій, більшість з яких супроводжувалась людськими жертвами. При цьому значуща частина цих аварій обумовлена корозійним руйнуванням несучих і огорожуючих будівельних конструкцій. Понад 50 % конструкцій будівель і споруджень знаходяться на межі життєвого циклу за нормативними термінами служби.

Відкрите акціонерне товариство Український науково-дослідницький і проектний інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського при формуванні програми науково-технічного супроводження проблем ресурсу в якості стратегічного напрямку забезпечення безпеки і ремонтної придатності конструкцій будівель і споруджень розглядає процесний підхід до управління надійністю і якістю на основі ІСО 9001:2000.

Серед пріоритетів національної і галузевої складових концепцій державної програми забезпечення технологічної безпеки слід виділити наступні заходи:

— розробка нових норм, правил, стандартів і технічних регламентів, встановлюючих кількісні і якісні показники

надежности и безопасности, вероятностные характеристики отказов и критерии допустимых рисков;

- пересмотр строительных норм в части нагрузок и воздействий, проектирования и изготовления металлических конструкций с учетом требований стандартов EN и ISO по защите от коррозии и старения;
- развитие региональных центров научно-технического и информационного сопровождения проблем ресурса, комплектование диагностических и испытательных лабораторий по контролю качества и эксплуатационных свойств объектов различного назначения;
- повышение ответственности собственников объектов за соблюдением предусмотренного нормативной, проектной и эксплуатационной документацией режима эксплуатации и надлежащих правил технического обслуживания зданий и сооружений;
- выполнение контроля, паспортизации и мониторинга технического состояния, определение остаточного ресурса и ремонтпригодности для проведения модернизации, реконструкции и продления сроков эксплуатации объектов;
- создание системы подготовки, повышения квалификации и аттестации специалистов в области технологической безопасности конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей.

В соответствии с требованиями Постановления КМУ № 1331 от 8 октября 2004 г. проблема разработки научных основ нормирования технологической безопасности, методов и правил расчетного определения нормативного ресурса объектов длительной эксплуатации включает следующие основные аспекты:

- создание государственных нормативов уровня экономической и техногенной безопасности на основе единой системы обеспечения эксплуатационной надежности и управления безопасной эксплуатацией конструкций, сооружений, инженерных сетей, машин и оборудования.
- предупреждение разрушения объектов промышленного, гражданского, коммунального, социального назначения, которые в значительной степени или полностью исчерпали свой нормативный ресурс;
- прогнозирование и определение остаточного ресурса для проведения модернизации, реконструкции и продления проектных сроков эксплуатации объектов различного назначения.

С точки зрения безопасности эксплуатации при оценке комплексного понятия «надежность» наибольшую значимость приобретают показатели безотказности и долговечности, рассматриваемые с использованием частных коэффициентов методики предельных состояний. Вопросы, связанные с выявлением резервов несущей способности и остаточного ресурса конст-

рукции не могут быть рассмотрены без анализа нормативных требований и проектных решений, технологических особенностей изготовления, монтажа и эксплуатации конструкций. Решение задачи оценки остаточного ресурса главным образом определяется показателями ремонтпригодности, характеризующими приспособленность конструкций к предупреждению, обнаружению и устранению дефектов и повреждений путем проведения технического обслуживания и ремонтов. Анализ обеспеченности технического обслуживания и ремонта на предприятиях создает условия для разработки программ обеспечения надежности (ПОН), включающих формирование и привлечение требуемых ресурсов при обслуживании строительных объектов по фактическому состоянию.

Указанные обстоятельства диктуют необходимость развития традиционных расчетных положений и задач обеспечения надежности на основе методики предельных состояний. Приоритетное направление, связанное с установлением требований к запасам прочности строительных объектов при создании единой методологии оценки надежности и предупреждения аварийных ситуаций, требует обоснования критериев технологической безопасности на основе взаимосвязанного решения конструкторских и технологических задач управления безотказностью, ремонтпригодностью конструкций зданий и сооружений. Очевидным фактом является отсутствие расчетных методов анализа аварийных ситуаций с точки зрения последствий достижения предельных состояний, что представляется важным для строительных конструкций зданий и сооружений объектов повышенной опасности.

Реализация задач управления технологической безопасностью в основных отраслях экономики связана с развитием расчетно-аналитических методов предупреждения аварийных ситуаций на основе процессных подходов подтверждения соответствия показателей качества и программ обеспечения надежности строительных конструкций зданий и сооружений. В такой постановке предельные состояния первой и второй групп не позволяют выполнять оценку безопасности (риска) для строительных конструкций зданий и сооружений. Вместе с этим, правила классификации отказов и предельных состояний позволяют расширить состав признаков по показателям безопасности.

Расчетные положения метода предельных состояний по требованиям безопасности (третья группа предельных состояний) должны включать количественную оценку рисков потенциальных опасностей, выполненную по показателям ремонтпригодности и послеремонтной прочности зданий (сооружений) с учетом возможных конструктивных и эксплуатационных ограничений заданной целевой технологической функции (типовой модели эксплуатации) строительных объектов.

Предельные состояния третьей группы характеризуются:

- проектной аварией – состоянием строительного объекта, при котором происходит нарушение эксплуатации, связанное с превышением нормируемых пределов воздействия на персонал предприятия, население и окружающую среду. Авария характеризуется исходным событием, путями протекания и последствиями (3а);
- запроектной аварией, включающей неучтенные для проектных аварий исходные события, отказ систем безопасности, технологического оборудования или ошибки персонала, имеющие последствия техногенного масштаба (1 или 2 категории), (3б).

Определение значений риска производится путем оценивания количественной или, если это допускается, качественной меры риска. Оценивание риска осуществляется с помощью аналитического или статистического моделирования. При анализе потенциальных опасностей строительных объектов используются методы логического моделирования. Разработка и построение баз данных для систематизации причин возникновения дефектов, повреждений и отказов конструкций позволяет принимать обоснованные решения по предупреждению аварийных ситуаций на основе статистических выводов.

Обеспечение безотказности и ремонтпригодности достигается условиями расчетных моделей по признакам предельных состояний третьей группы путем задания плана мероприятий ПОН, гарантирующих остаточный ресурс строительного объекта. В дополнение к критериям оценки первой и второй группы предельных состояний, признаки третьей группы позволяют выполнять оценивание и регулирование риска с учетом процессного подхода обеспечения заданных показателей качества. Управление безотказностью и ремонтпригодностью осуществляется на основе документированного перечня запланированных во времени мероприятий, ресурсов и событий, включающих диагностику и предупреждение физического износа конструкций зданий и сооружений. Результаты оценки физического износа по фактическому состоянию выражаются соотношением стоимости объективно необходимых ремонтных мероприятий, устраняющих повреждения конструкции, элемента, системы или здания в целом, и их восстановительной стоимости.

С целью обсуждения проблемы ресурса и принятия безотлагательных мер по улучшению качества технического обслуживания конструкций строительных объектов руководством ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» разработаны предложения по внедрению отраслевой системы подготовки и переподготовки специалистов по вопросам

эксплуатации, оценки и продления ресурса конструкций зданий и сооружений.

В течение 2004-2009 гг. в институте получен практический опыт по созданию корпоративной системы повышения квалификации по программе «Менеджмент технологической безопасности зданий и сооружений». Вместе с этим очевидно, что ослабление механизмов государственного регулирования надежности и безопасности вызывает необходимость повышения квалификации специалистов для решения задач безаварийной эксплуатации основных фондов собственниками и субъектами хозяйственной деятельности.

Учебно-методическое обеспечение курсов повышения квалификации по программе «Менеджмент технологической безопасности зданий и сооружений» основано на требованиях стандарта ISO 10015:1999 «Управление качеством. Руководящие указания по обучению». Основное содержание курсов отражает процессный подход к обеспечению надежности при эксплуатации конструкций по фактическому состоянию и включает следующие разделы:

- стратегию управления технологической безопасностью на основе ISO 9001:2000;
- разработку программ обеспечения надежности по показателям ремонтнопригодности конструкций, зданий и сооружений;
- оценку уровня рисков в соответствии с требованиями OHSAS 18001.

Повышение квалификации предусматривает рассмотрение вопросов научно-технического сопровождения для разработки и внедрения стандартов предприятия, регламентирующих технологическую безопасность, мониторинг строительных конструкций зданий и сооружений с использованием информационных технологий анализа и обработки данных о техническом состоянии объектов.

В 2007-2008 гг. проведены краткосрочные курсы повышения квалификации по следующим разделам программы:

- Безопасность эксплуатации и надежность конструкций зданий и сооружений (8 – 12 октября 2007 г., Украина, АР Крым, пгт. Мисхор, пансионат: лечебно-оздоровительный центр “Нижний Мисхор”).
- Коррозионный контроль и противокоррозионная защита конструкций зданий и сооружений (30 сентября – 04 октября 2008 г., пгт. Мисхор, пансионат: лечебно-оздоровительный центр “Нижний Мисхор”).

За период 2004-2008 гг. сертификаты по программе повышения квалификации «Менеджмент технологической безопасности зданий и сооружений» вручены 327 слушателям курсов. На основе практического опыта

решения задач обеспечения технологической безопасности, а также научных исследований в рамках теоретического обобщения и экспериментального обоснования проблемы ресурса промышленных и гражданских объектов подготовлена монография «Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений» [1].

В шести разделах данного издания на основе процессного подхода объединены теоретические и практические положения, которые позволяют расширить возможности определения остаточного ресурса и продления проектных сроков эксплуатации объектов. В разделе 1 показана необходимость рассмотрения требований технологической безопасности и ремонтно-пригодности при обосновании показателей надежности строительных конструкций зданий и сооружений для предупреждения аварий и чрезвычайных ситуаций на промышленных и гражданских объектах. Раздел 2 содержит систематизированное описание задач осмотра, проверки, контроля и надзора за состоянием конструкций, без реализации которых невозможно обеспечить определение количественных и качественных показателей надежности и безопасности, формирование требований к послеремонтной несущей способности. Раздел 3 раскрывает сущность принципа «процессного подхода» при технической эксплуатации основных фондов, создании системы менеджмента критериев качества функционирования объектов с целью получения, обработки и оценки диагностической информации, расчетного определения показателей надежности. В разделе 4 изложены особенности задания требований по надежности на основе анализа видов, последствий и критичности отказов, с учетом выявления резервов несущей способности конструкций для разработки программ обеспечения надежности зданий и сооружений. Раздел 5 посвящен вопросам научно-технического обеспечения при оценке деградационных процессов и выявлении остаточного ресурса конструктивных элементов с учетом коррозионных и динамических воздействий. Раздел 6 устанавливает порядок определения требований к технологической безопасности для оценки рисков при декларировании безопасности объектов, мониторинге эксплуатационных показателей промышленных объектов.

Содержание и объем разделов монографии рассчитаны на программу подготовки и аттестации специалистов по курсу «Безопасность и надежность эксплуатации производственных зданий и сооружений». Издание рассчитано на студентов, аспирантов, инженерно-технических и научных работников, специализирующихся по вопросам эксплуатации и реконструкции зданий и сооружений, специалистов в области промышленной безопасности и охраны труда, органов исполнительной власти, которые регулируют отношения в сфере деятельности объектов повышенной опасности.

Выводы

Учебно-методическая база корпоративной системы повышения квалификации специалистов в ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» позволяет осуществлять подготовку и переподготовку экспертов при создании единой системы повышения квалификации и аттестации специалистов в области технологической безопасности конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей по следующим направлениям деятельности:

Уровень I. Проведение обследования, регистрационная оценка риска аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений.

Уровень II. Выполнение оценивания технического состояния строительных конструкций (определение параметров и необходимых характеристик материалов и конструкций с использованием специального оборудования, приборов и аппаратуры на объектах и в лабораториях), паспортизация зданий и сооружений.

Уровень III. Мониторинг остаточного ресурса, продление проектного срока эксплуатации для обеспечения технологической безопасности конструкций зданий и сооружений.

Литература

- [1] Шимановский А.В. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений. / Шимановский А.В., Гордеев В.Н., Королёв В.П., Оглобля А.И., Рухович И.Р., Филатов Ю.В. – К.: Изд-во «Сталь», 2008. – 463 с.

Надійшла до редколегії 09.07.2009 р.

УДК 624.014:620.193

Формирование принципов обеспечения технологической безопасности для предприятия с разветвленной территориальной структурой

Колесниченко С.В., к.т.н., Гибаленко А.Н., к.т.н., Селютин Ю.В.

Донбасский центр технологической безопасности
ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. У статті викладено основні проблеми щодо забезпечення технологічної безпеки для підприємства із розгалуженою територіальною структурою. Вирішення проблеми пропонується шляхом виконання низки організаційних та технічних заходів: розробки стандарту підприємства, впровадження інформаційної спеціалізованої бази даних, проведення навчання персоналу за різними рівнями підготовки.

Анотация. В статье излагаются основные проблемы обеспечения технологической безопасности для предприятия с разветвленной территориальной структурой. Решение проблемы предлагается путем выполнения ряда организационных и технических мероприятий: разработки стандарта предприятия, внедрения информационной специализированной базы данных, проведения обучения персонала по различным уровням подготовки.

Abstract. The main problems formation of technological safety's principles for enterprises with branching territorial structure are discussed in the paper. Solving of the problem offer with the number of organizational and technical solutions: preparation of enterprise standard, application of informational data base, carrying out of administrative staff training on the different technical levels.

Ключевые слова: технологическая безопасность, техническая эксплуатация, мониторинг.

Описание проблемы, ее связь с практическими программами. Сегодня в Украине существует достаточное количество нормативно-правовых документов по обеспечению технологической безопасности – системы мер допустимого уровня функционирования сооружений, конструкций и инженерных сетей. Приняты государственные, отраслевые и региональные программы, определены центральные органы исполнительной власти, которые осуществляют государственное регулирование [1 – 4]. Несмотря на то, что в целом проблема технологической безопасности достаточно хорошо известна и обеспечена законодательной базой, для условий отдельных предприятий решение ее не всегда надлежащим образом выполняется. Особенно это касается предприятий с разветвленной территориальной структурой (ПРТС) – когда подавляющее количество структурных подразделений со своими объектами основного технологического производства территориально находятся в значительном удалении от головного центра. Сюда относятся предприятия связи (отдельно располо-

женные базовые станции), транспортирующие предприятия – областные газовые хозяйства (система территориальных подразделений со своим фондом зданий и сооружений, расположенных отдельно даже в пределах одного узла), транспортные предприятия.

Технической эксплуатацией (ТЭ) зданий и сооружений занимается ряд служб (в дальнейшем, для простоты описания будем их называть службы эксплуатации – СЭ), к которым относятся: службы технического надзора, отделы по содержанию зданий и сооружений, цеховые службы. Основные функции ТЭ регламентированы действующими нормативными документами, на основании их анализа составлена схема технической эксплуатации, представленная на рис. 1. Как видно из схемы, функции СЭ достаточно обширны, выполнять их могут только специалисты соответствующей квалификации. К сожалению, реально сложившаяся в настоящее время практика такова, что функции ТЭ возложены на специалистов по основному профилю предприятия, а не на специалистов в области строительства. Ситуация осложняется тем, что, как правило, на предприятиях эксплуатируется более 50 % конструкций, срок службы которых превышает нормативный, а их несущая способность в результате физического износа близка к исчерпанию [5].

Анализ исследований и публикаций. Следует отметить, что проблеме сохранения и нормальной эксплуатации существующего фонда зданий и сооружений в последнее время посвящается большое количество научных исследований [6 – 8]. Прежде всего сюда относятся работы в области технологической безопасности, где систематизированы причины, влияющие на существующее состояние строительного фонда. Указывается, что сложившаяся ситуация, когда финансирование на поддержание основных производственных фондов осуществляется по «остаточному» принципу, является ненормальной. Требуется реализация единой стратегии, направленной на осуществление менеджмента на основе систематического аудита технического состояния зданий и сооружений. Постоянное улучшение качества невозможно без разработки технических стандартов предприятия и формирования структуры управления безопасной эксплуатацией объектов.

Нерешенные ранее части общей проблемы, которые отражены в исследовании. Авторы большинства публикаций по проблеме технологической безопасности предлагают решения для предприятий с компактной организацией технологического процесса и расположением основных фондов. Несмотря на то, что причины и пути решения проблемы идентичны, предприятия с разветвленной территориальной структурой имеют свои особенности, которые могут усложнить реализацию комплекса мер для нормальной эксплуатации своих объектов.

Цель работы. Разработка организационных и технических мероприятий по обеспечению нормальной эксплуатации фонда зданий и сооружений для предприятий с разветвленной территориальной структурой.

Изложение основного материала исследования. Обеспечение технологической безопасности предприятия со сложной территориальной структурой сегодня является самостоятельной задачей. Особенности ПРТС при ТЭ зданий и сооружений обозначили следующие проблемы:

- большинство конструкций в условиях длительной эксплуатации получили дефекты и повреждения разной степени развития, что не всегда отражено в имеющейся технической документации;
- специалистам служб ТЭ, ответственным за безопасную эксплуатацию, требуется значительное время для систематизации материалов, содержащих результаты контроля технического состояния. Увеличение документооборота по цеховым и территориальным службам требует либо увеличения штата персонала, либо оптимизации его работы для систематизации поступающей информации;
- отсутствует квалифицированный персонал, способный на основании регулярных осмотров реально оценить возможность дальнейшей нормальной эксплуатации объекта даже при имеющихся результатах технических обследований, выполненных специализированной организацией. Это объясняется тем, что за надзор отвечает руководитель объекта, как правило, имеющий профильную, а не строительную подготовку.

Выполнение специальных осмотров и реализация мероприятий по продлению остаточного ресурса затруднены в связи со значительным удалением объектов от главной организации – территориальная удаленность объектов.

На основе многолетней практики совместных работ и с учетом требований нормативных документов предлагается комплексная программа реализации технологической безопасности для предприятий с разветвленной территориальной структурой.

Основными компонентами программы являются следующие процедуры:

- разработка стандарта предприятия;
- формирование системы электронного сетевого учета результатов осмотров и обследований;
- обучение персонала.

Стандартом предприятия (регламентом) по технологической безопасности является документ, в котором наряду с соответствующими требованиями по надзору, содержанию и эксплуатации строительных конструкций зда

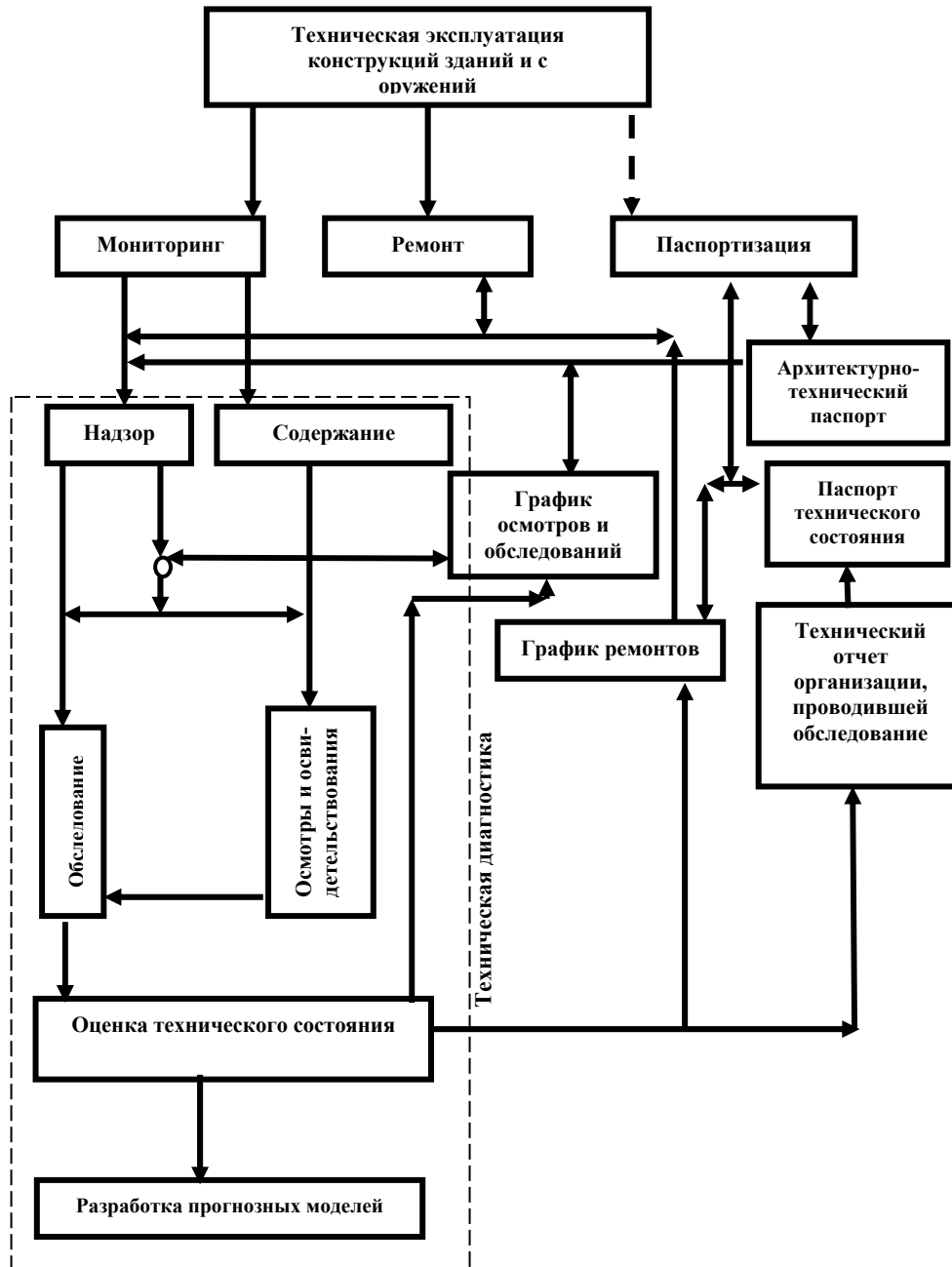


Рис. 1. Блок-схема технической эксплуатации конструкций зданий и сооружений

ний, сооружеий и инженерных сетей учитывается специфика конкретного предприятия. Документ должен содержать описание всех структурно-логических схем по обеспечению технологической безопасности. На основе этой схемы производится оптимизация ресурсов, определяются уровни ответственности персонала, регламентируются мероприятия по содержанию, надзору, эксплуатации и ремонту объектов, назначаются виды, формы и сроки отчетов и контроля. В стандарте полностью прописываются сроки и схемы проведения работ по ТЭ, вид представления информации, процедура принятия решений по результатам осмотров и обследований.

В связи с тем, что на основании осмотров и обследований формируется большое количество документов (паспорт, технические отчеты с ведомостями дефектов и повреждений, ведомости ремонтных работ, сопроводительные документы), практически отследить изменения реального состояния объекта после всех проведенных работ возможно только с использованием современных специализированных информационных систем.

В качестве такой системы предлагается разработанная база данных (БД) «Ресурс». В БД реализован регистрационный метод учета и накопления. Общая блок-схема базы представлена на рис. 2. Основным компонентом базы является список конструкций всех объектов предприятия. Каждой конструкции соответствует своя ведомость дефектов и повреждений. Все записи в базе привязаны к срокам проведения осмотров, обследований и ремонтных работ. Формируется система запросов, редактирования и контроля. Осуществляется поддержка БД путем проведения систематических консультаций и обновления. БД выполнена в сетевом исполнении, структура доступа, формирование запросов и редактирования регламентируются стандартом предприятия. Как правило, редактированием БД занимаются сотрудники СЭ, запросы может формировать любое должностное лицо, имеющее право доступа к БД. Общим отчетом является ведомость дефектов и повреждений, которая может создаваться в зависимости от категории технического состояния как по отдельному объекту, так и по группе объектов. Возможна разработка специальных видов отчетов, созданных по требованиям системы качества, внедренной на предприятии.

Комплексное решение проблемы технологической безопасности требует специального подхода и определенной квалификации персонала. Как уже отмечалось, несмотря на высокие требования к сотрудникам СЭ, большинство из них не имеют специальной строительной подготовки. В связи с этим для решения ряда проблем, возникающих при эксплуатации зданий и сооружений, требуется провести соответствующую профессиональную подготовку (или повышение квалификации) персонала.

Существующая структура управления предполагает трехуровневый подход: первый уровень – лица, непосредственно производящие осмотр и составляющие анализ о состоянии конструкций объекта – цеховой персонал. Второй уровень – специалисты служб технического надзора и (или) смотрители зданий, занимающиеся сбором, обработкой информации, принимающие решения о необходимости ремонтов, координирующие работу со специализированными организациями при обследованиях и паспортизации. Третий уровень – руководящие работники, принимающие сложные технические и финансовые решения, занимающиеся управлением всего предприятия или его отдельных структурных подразделений, специалисты проектных и ремонтных служб. В связи с такой градацией предлагается и соответствующая подготовка и аттестация специалистов по курсу «Безопасность и надежность эксплуатации производственных зданий и сооружений» для трех уровней квалификации:

- 1-й уровень – спецкурс «Техническая эксплуатация зданий сооружений и инженерных сетей» для специалистов цехового персонала промышленных и гражданских объектов;
- 2-й уровень – спецкурс «Обследование и оценка технического состояния строительных конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей» для персонала служб технического надзора и инженерно-технических работников специализированных организаций;
- 3-й уровень – спецкурс «Управление безопасностью строительных объектов на основе диагностики, паспортизации и мониторинга конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей» для руководящих работников, связанных с проектированием, новым строительством, реконструкцией, капитальным ремонтом и эксплуатацией зданий и сооружений.

В программу подготовки и переподготовки персонала (обучение, инструктажи, проверка знаний, повышение квалификации, аттестация специалистов) входит работа со специалистами по ознакомлению с мерами по предупреждению аварийных ситуаций, обучение на курсах и в учебных центрах. Учебные программы для специалистов должны обеспечивать знания технологических особенностей режима эксплуатации производственных объектов, теоретическую и практическую подготовку в объеме основных нормативных документов по обследованию и оценке технического состояния конструктивных элементов.

Все сотрудники СЭ должны иметь свои должностные инструкции, в которых должны быть ссылки на стандарт технологической безопасности предприятия.

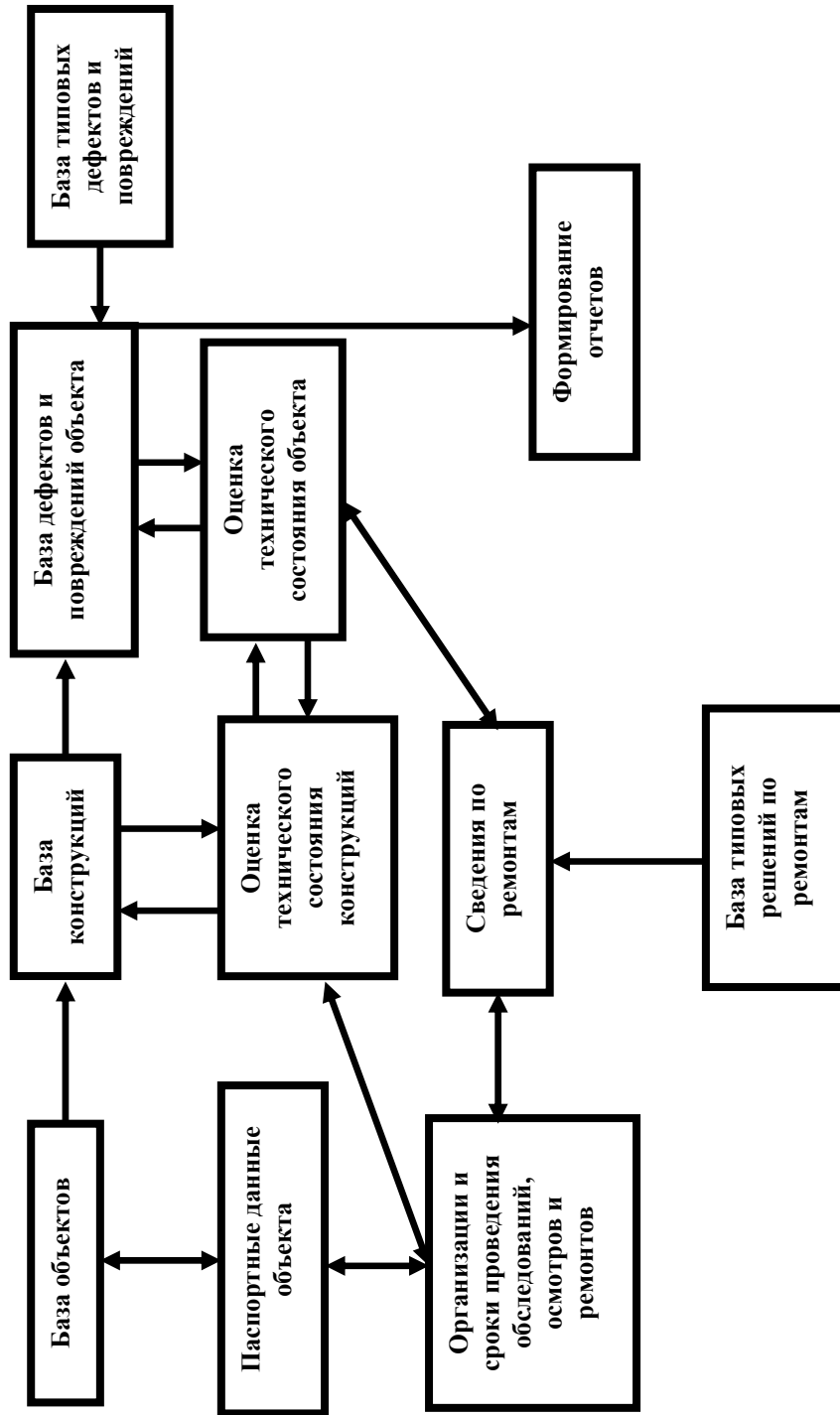


Рис. 2. Блок-схема основных разделов БД «Ресурс»

Выполнение всего комплекса по работам СЭ для ПРТС обеспечивает эффективное решение проблемы управления по регистрации, мониторингу и обеспечению безаварийной и долговечной эксплуатации зданий и сооружений.

Порядок работ по паспортизации зданий и сооружений ПРТС предполагается выполнять поэтапно. На первом этапе создаётся реестр зданий и сооружений, реализованный в автоматизированной информационной базе данных производственных объектов с категориями их ответственности и опасности. База данных должна постоянно поддерживаться в актуальном состоянии и содержать данные об объектах и их техническом состоянии (от нормального до аварийного). Далее составляется перечень зданий и сооружений, подлежащих паспортизации, а также перечень объектов, прошедших паспортизацию в установленном порядке. Составляется план-схема зданий и сооружений, входящих в состав производственных подразделений. Определяется очередность выполнения работ по обследованию зданий и сооружений (с учетом их состояния, важности в технологическом процессе). На основе стратегии развития производственных мощностей составляется перечень объектов, подлежащих реконструкции и техническому перевооружению. Разрабатываются первоочередные варианты, производится предварительная экономическая оценка мероприятий по восстановлению аварийно-опасных зданий (по выводу их из реестра «аварийно-опасных»).

После выполнения процедуры обследования и внесения объекта в БД, выполняется мониторинг эксплуатируемых зданий и сооружений – комплекс мероприятий по постоянной оценке их несущей способности. Задачами мониторинга являются: оценка влияния нового строительства или реконструкции на существующие здания (сооружения), прогноз изменений состояния объектов во времени, предупреждение и устранение аварийных ситуаций, расчет остаточного ресурса отдельных конструкций и объекта в целом.

Мониторинг является составной частью работ по научно-техническому сопровождению нового строительства или реконструкции объекта, которые должна осуществлять по техническому заданию заказчика специализированная организация, занимающаяся как обследованием, так и разработкой проектных решений с учетом технологии выполнения строительного-монтажных работ.

Выводы

Предприятия с разветвленной территориальной структурой имеют свою специфику. Особенности управления, качество подготовки специалистов, состояние фонда строительных конструкций зданий и сооружений требу-

ют выполнения ряда организационно-технических мероприятий, к которым относится разработка стандарта технологической безопасности, внедрение информационных регистрационных сетевых систем и уровневая переподготовка специалистов служб технической эксплуатации. Для систематизации сведений и принятия правильных управленческих решений рекомендуется постоянный мониторинг зданий и сооружений в рамках работ по научно-техническому сопровождению.

Литература

- [1] Постанова КМУ № 409 від 5 травня 1997 р. «Щодо забезпечення надійної та безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж».
- [2] Постанова КМУ № 1331 від 8 жовтня 2004 р. «Про затвердження Державної науково-технічної програми "Ресурс"».
- [3] Постанова КМУ № 1313 від 22 серпня 2000 р. «Про затвердження програми запобігання та реагування на надзвичайні ситуації техногенного і природного характеру на 2000-2005 роки».
- [4] Нормативные документы по вопросам обследования, паспортизации, безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений. / Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины, Госнадзорхрантруда Украины. К., 1997.
- [5] Перельмутер А.В. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні. / А.В. Перельмутер, В.М. Гордеев, Є.В. Горохов та ін. //– К.: УІНСіЗР, 2002. – 92 с.
- [6] Шимановський О.В. Аналіз технічного стану та проблем експлуатації будівельних металевих конструкцій в Україні / О.В. Шимановський, В.М. Гордеев, М.О. Микитаренко та ін. // Будівельні конструкції. – 2001 р. – №3, С. 18 – 24.
- [7] Шимановський О.В. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій / А.В.Шимановський, В.П. Корольов // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – № 1. – С. 3 – 9.
- [8] Шимановський А.В. Нормативное обеспечение безопасности зданий и сооружений при оценке остаточного ресурса металлоконструкций. / Шимановський А.В., Гордеев В.Н., Королев В.П., Оглобля А.И., Перельмутер А.В. // Сб. трудов VIII Украинской научно-технической конференции «Металлические конструкции. Взгляд в прошлое и будущее». – 2004. – С. 417 – 428.

Надійшла до редколегії 09.06.2009 р

УДК 624.954

Современные подходы к проектированию стальных емкостных конструкций

Банников Д.О., к.т.н.

Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта им. академика В. Лазаряна, Украина

Анотація. Розглядається офіційно прийнята на сьогоднішній день концепція проектування сталевих емнісних конструкцій для сипких матеріалів, вказуються її основні недоліки та ті аспекти, які вимагають вдосконалення. Викладається сутність й основні відмітні особливості розробленої автором теоретичної концепції проектування споруд даного класу. Наводяться основні принципи, покладені в її основу, та результати, які можна отримати на її основі. Розроблена концепція є придатною для безпосереднього практичного використання і в цілому дозволяє приймати більш обгрутовані рішення при створенні емностей. Це в свою чергу сприяє підвищенню якості експлуатації емнісних споруд, зниженню їх матеріалоємкості та відкриває перспективи для додаткового підвищення їх несучої спроможності, довговічності й рівня надійності.

Аннотация. Рассматривается официально принятая на сегодняшний день концепция проектирования стальных емкостных конструкций для сыпучих материалов, указываются ее основные недостатки и требующие совершенствования аспекты. Излагается сущность и основные отличительные особенности разработанной автором теоретической концепции проектирования сооружений данного класса. Приводятся основные принципы, положенные в ее основу, и результаты, получаемые на ее основе. Разработанная концепция является пригодной для непосредственного практического применения и в целом позволяет принимать более обоснованные решения при создании емкостей. Это в свою очередь способствует повышению качества эксплуатации емкостных сооружений, снижению их материалоёмкости и открывает перспективы для дополнительного повышения их несущей способности, долговечности и уровня надежности.

Absrtact. In the paper the official for today conception for designing of steel capacity structures for granular materials is considered. The main its lacks and aspects for perfecting are pointed also. Then the essence and the main distinguished peculiarities of the worked out by the author theoretical conception for designing of that type structures are presented. The basic principles and the main results are given, too. The worked out conception is suitable for the practical usage and generally allows to pass more grounded solutions for designing of the capacities. It all assists raising of quality for exploitation of the capacity structures, decreasing of their material expenditure and opens of perspectives for additional increasing of their strength ability and reliability.

Ключевые слова: емкостные конструкции, бункера, силосы, методика проектирования.

Разновидности стальных емкостных конструкций для сыпучих материалов. В настоящее время стальные емкостные конструкции, предназначенные для хранения различных видов сыпучих материалов, являются одним из достаточно распространенных классов строительных кон-

струкцій. К ним относят бункерные и силосные емкости, которые используются практически во всех отраслях промышленности, в сельском хозяйстве и в транспортной сфере.

Наибольшее распространение получили емкости круглой или прямоугольной в плане формы (рис. 1), хотя встречаются сооружения и более сложной конфигурации. Практически более удобными оказываются двухступенчатые емкостные конструкции, т.е. состоящие из двух частей – верхней, как правило, служащей для формирования необходимого объема хранимого сыпучего материала, и нижней, предназначенной для его самостоятельной выгрузки. При этом верхняя часть может быть как вертикальной (см. рис. 1), так и наклонной (рис. 2). Нижняя же часть всегда имеет наклонное очертание стенок, способствующее истечению сыпучего. В практике иногда используются и многоступенчатые емкости (рис. 3), которые оказываются эффективными для сильнослеживающихся сыпучих сред. Для транспортировки сыпучих материалов используют преимущественно железнодорожный транспорт. Для этого применяются специальные вагоны – думпкары и хопперы (рис. 4), которые, впрочем, относятся уже к машиностроительным конструкциям.



а)

б)

Рис. 1. Круглые (а) и прямоугольные (б) стальные емкости для сыпучих материалов с вертикальной верхней частью

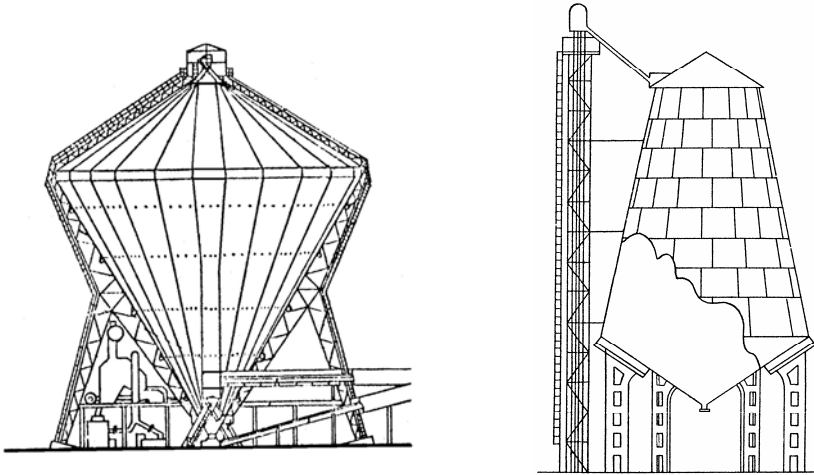


Рис. 2. Стальные емкости для сыпучих материалов с наклонной верхней частью

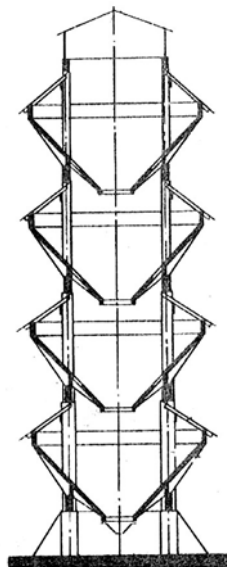


Рис. 3. Многоступенчатая емкость для сыпучих материалов

Таким образом, стальные емкостные конструкции для сыпучих материалов являются в настоящее время достаточно разнообразными как в своих внешних формах, так и в размерах. В каждом конкретном случае их конфигурация подбирается с учетом особенностей того технологического процесса, в котором они оказываются задействованы. Кроме этого, не последнюю роль здесь оказывают свойства хранимого сыпучего материала.



Рис. 4. Железнодорожные вагоны, предназначенные для транспортировки сыпучих грузов

Существующие подходы к проектированию стальных емкостных конструкций. Основным действующим нормативным документом, регламентирующим в том числе и вопросы проектирования стальных емкостных строительных конструкций в Украине, является [1]. Раздел 8 «Расчет листовых конструкций» этого документа содержит общие рекомендации по вопросам оценки прочности и устойчивости оболочек вращения, являющихся фрагментами различных видов листовых конструкций. Однако, в нем приводятся лишь критериальные условия относительно допустимого уровня напряжений в таких оболочках, а вопросы их определения остаются нерассмотренными. Рекомендации относительно конструирования приведены в разделе 13 «Дополнительные требования по проектированию производственных зданий и сооружений» СНиП и в целом носят также достаточно общий характер. Заметим, что эти два раздела без принципиальных изменений вошли в состав проекта новых государственных норм Украины по проектированию стальных конструкций [2] соответственно как раздел 1.10 и подраздел 1.13.8.

Все вопросы, связанные с классификацией емкостных конструкций, определением нагрузок и усилий в их элементах, приведены в специализированном нормативном документе [3], который заменил на территории Украины прежние нормы – [4]. По своему содержанию эти нормативные

документи достаточно тождественны, и в концептуальном отношении новые нормы полностью дублируют принципиальные основы прежнего документа. Дополнительно в другом действующем нормативном документе [5] приведены еще ряд конструктивных рекомендаций, направленных, преимущественно, на организацию защиты внутренних поверхностей емкостей от негативного влияния сыпучей среды во время эксплуатации (абразивный снос, воздействие повышенных температур и тому подобное).

Таким образом, в действующих нормативных документах Украины оказывается сформированным и закрепленным принятый на сегодняшний день официальный подход к расчету и конструированию стальных емкостных сооружений для сыпучих материалов.

Имеется также значительное количество специальной технической литературы, которая конкретизирует и дополняет ряд положений нормативных документов. Так, методика проектирования стальных емкостных конструкций, представленная в действующих нормативных документах, приведена в достаточно распространенных справочниках [6 – 9]. Дополнительно для бункерных емкостей в концентрированном виде она изложена в рекомендациях [10, 11]. Они не имеют статуса нормативных документов, однако достаточно удобны в применении и широко используются инженерами-проектировщиками в повседневной практике.

В целом отечественная концепция проектирования стальных емкостных конструкций сориентирована на рассмотрение единой пространственной конструкции как ансамбля простых составных элементов (ребро жесткости, междуреберная пластина, обвязочная балка), которые рассчитываются по упрощенным расчетным схемам. Таким образом, теряется единство в представлении о работе сооружения под нагрузкой.

Рекомендации относительно выбора внешней формы емкостной конструкции отсутствуют, что связано в значительной степени с подобным поэлементным подходом. По большей части избирается простая геометрическая форма типа конуса, цилиндра, призмы или пирамиды на усмотрение инженера-проектировщика.

Рекомендации относительно выбора геометрических размеров сооружения сводятся к назначению угла наклона поверхности нижней части емкости, через которую осуществляется выпуск сыпучего материала (на $5^\circ - 10^\circ$ больше от угла естественного откоса сыпучего материала), и назначению ширины выпускного отверстия (в 3 – 5 раз больше от размера максимального куска сыпучего материала). При этом другие размеры рекомендуются увязывать с объемно-планировочным решением зданий и сооружений, в которых эти емкости располагаются.

Расчет конструктивных элементов емкостных сооружений рекомендуется выполнять с учетом постоянных нагрузок от собственного веса элементов самой конструкции и перекрытия над емкостью. Основной нагрузкой при этом считается статическое давление от сыпучего материала на стенки емкости.

Для силосных емкостей это давление рекомендуется определять по теории Г.А. Янсена, с учетом трения между сыпучим материалом и стенками конструкции. Поскольку накопленный опыт эксплуатации свидетельствует о недостаточной точности этой теории, то используется система специальных эмпирических поправочных коэффициентов, которые назначаются дифференцировано для разных зон по высоте емкости и на которые нужно умножить полученные значения давления сыпучего материала. Величина этих коэффициентов достигает значения 2,0. К тому же, динамические эффекты, которые могут сопровождать процесс выгрузки сыпучего материала из емкости, учитываются приложением специальных дополнительных локального и полосового давлений. Интересно, что место их приложения точно не определено – предусматривается возможность их действия произвольно по высоте сооружения. Для бункерных емкостей давление от сыпучего материала на стенки рекомендуется определять по гидростатическому закону, как для обычной жидкости, без учета сил трения между сыпучим материалом и элементами конструкции.

Проблема перехода от вертикального давления сыпучего материала к горизонтальному для обоих типов емкостей решается с помощью использования коэффициента бокового давления, определяемого в соответствии с теорией В. Ренкина.

Конструктивное решение стальных емкостных конструкций при всем разнообразии их внешних форм и геометрических размеров, приведенном в подразделе 1 публикации, является достаточно типичным. Каждая из частей емкости выполняется в виде замкнутой оболочки из стальных листов относительно небольшой толщины (4 – 16 мм). Сформированная таким образом обшивка сооружения усиливается ребрами жесткости, которые для емкостей небольших размеров выполняются из прокатных профилей (уголок, швеллер, тавр, двутавр), а при значительных размерах – из сварных профилей аналогичных поперечных сечений. Ребра располагают горизонтально или вертикально, нормально к поверхности обшивки или под углом к ней. Как правило, это зависит от традиций и опыта той или иной школы проектирования. Все сооружение опирается на колонны, расположенные по его периметру, или подвешивается с помощью специальных балок к элементам, образующим перекрытие над емкостью.

Расчет сооружения, как уже отмечалось, выполняется поэлементно. В

качестве таких элементов принимают ребро жесткости и междуреберный участок обшивки. Ребро рассчитывают как балку, шарнирно опертую по концам, включая в состав его сечения часть обшивки, которую рекомендуется принимать равной тридцати ее толщинам. Обшивку рассчитывают как шарнирно опертую по краям пластину с учетом геометрической нелинейности ее работы.

Для предотвращения вредного влияния сыпучей среды на элементы конструкции (абразивный и ударный износ, повышенная температура и пр.) внутреннюю поверхность стенок обшивки футеруют. Для разных условий эксплуатации разработано достаточно большое количество ее конструктивных разновидностей [10]. Используются также и меры предохранительного типа, как например, организация защитных решеток над верхней частью емкости. Большинство таких мер обстоятельно описано в имеющейся справочной литературе.

Примеры практического выполнения расчета и конструирования стальных емкостных сооружений можно найти во многих изданиях, как например [10, 12, 13].

Недостатки существующих подходов. К сожалению, изложенная выше методология расчета и конструирования стальных емкостных конструкций для сыпучих материалов носит кусочный и довольно разрозненный характер. Ряд вопросов, как например, выбор внешней геометрической формы и размеров конструкции, практически не освещается. Иные же рекомендации базируются на уже во многом устаревших теоретических представлениях, как например, описании сыпучего материала исключительно с позиций его сплошности и однородности. К тому же, применяемые расчетные модели не только не приспособлены к современным средствам компьютерного проектирования конструкций, но и носят заведомо упрощенный и приближенный характер.

Все это на практике результируется в многочисленные аварийные ситуации, которые оказываются нередки для рассматриваемого класса конструкций. Их освещению посвящены работы [14, 15], в которых автором приводится также ряд соображений по поводу их возможного предупреждения. В авторских публикациях [16 – 18] приводится более подробный анализ имеющей место ситуации в сфере проектирования стальных емкостных конструкций для сыпучих материалов и излагается авторское видение путей разрешения отмеченных проблемных вопросов.

Авторские подходы к проектированию стальных емкостных конструкций. В результате проведенных научных исследований, анализа и творческого переосмысления большинства существующих теоретических и практических идей по совершенствованию подходов к проектированию

емкостей автором розроблена єдина, внутрішньо непротиворечива, цілостна концепція проектування сталевих ємкостних конструкцій для сыпучих матеріалів. Вона регламентує всі основні аспекти, пов'язані з розрахунком і конструюванням елементів ємкостей, і включає в себе розробки по наступним напрямкам.

Вибір зовнішньої форми і розмірів конструкції здійснюється на основі розробленої автором геометричної моделі матеріалоемкості споруди (рис. 5). На її основі складена математична модель, що дозволяє в загальному вигляді врахувати особливості геометрії $R(y_i)$ і сопряження окремих частин ємкостної конструкції. При цьому в якості вихідних параметрів приймається зовнішня форма ємкості і форма поперечного сечення, а також об'єм споруди, які задаються на основі технологічних міркувань. Далі мінімізується складена цільова функція маси конструкції при записаних обмеженнях, можливо отримати оптимальні співвідношення для висот окремих частин конструкції y_i , які вкажуть на раціональну форму ємкостного споруди.

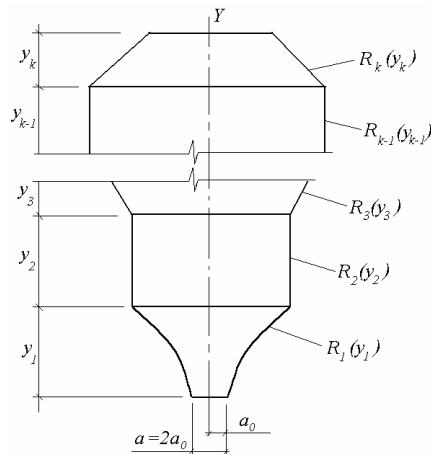


Рис. 5. Геометрична модель масової оптимізації ємкостної конструкції

Детальне викладення сутності побудованої моделі і висновок отриманих з її допомогою результатів викладено в роботах автора [19 – 21].

Визначення величини і характеру взаємодії сыпучого матеріалу з елементами ємкостної конструкції, в режимах завантаження, статичного зберігання і вивантаження матеріалу з ємкості здійснюється на основі розробленої автором моделі поведінки сыпучої середовища в замкнутому посуді. При цьому в її основу покладено сучасні дуальні представлення про сыпучу середовище.

Во-первых, нужно различать поведение сыпучего материала в замкнутом сосуде и условно бесконечном пространстве. В обоих случаях необходимо применять разные теоретические модели, поскольку сопровождающие эти две ситуации эффекты оказываются в корне различными.

Во-вторых, принципиальным заданием является необходимость отдельно анализировать статическое и динамическое поведение сыпучего материала. Эти два состояния для сыпучей среды отличаются качественно различной картиной его структуры и потому требуют разработки различных теоретических моделей. При этом в каждом случае оказываются справедливыми совсем разные начальные предположения и, как результат, конечные математические зависимости нередко ведут к явным противоречиям с экспериментальными данными.

В-третьих, в сыпучем материале прослеживаются свойства, присущие с одной стороны континуальным средам (например, способность создавать давление на стенки сосуда), а с другой стороны – дискретным средам (например, зависимость давления от структурированности материала). К тому же, сыпучая среда имеет свойства, с одной стороны, твердых тел (например, возможность оказывать сопротивление внешним усилиям) и в то же время, с другой стороны, свойства жидкости (например, способность течь или заполнять предоставленный объем).

Именно эти явления и соображения были учтены автором при разработке теоретической модели поведения сыпучей среды. Математически она основана на рассмотрении системы сил в равновесии элементарного горизонтального слоя сыпучего материала с учетом его континуальной и дискретной природы (рис. 6).

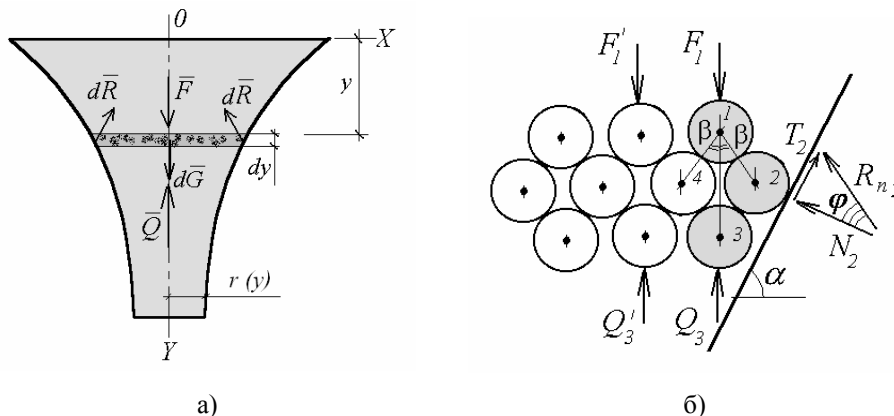


Рис. 6. Физическая модель равновесия элементарного горизонтального слоя сыпучего материала с учетом его континуальных (а) и дискретных (б) свойств

В результате могут быть составлены соответствующие дифференциальные уравнения равновесия сыпучей среды в замкнутом сосуде. Их решение позволяет получить выражения для распределения давления на стенки сосуда (емкости) произвольной геометрической формы. При этом выражения описывают отдельно статическое и динамическое поведение сыпучего материала, а их анализ позволяет объяснить ряд не совсем понятных ранее экспериментальных результатов, как например, повышение давления на стенки конструкции в момент начала ее разгрузки.

Подробное изложение сущности построенной модели и вывод получаемых с ее помощью результатов изложен в работах автора [22 – 25].

Заметим, что разработанная модель прошла успешную экспериментальную проверку [26 – 28] и также неплохо согласуется с имеющимися данными аналогичных исследований других авторов.

Выбор одного из разработанных автором конструктивных решений с применением гофрированных стальных листов и крупных панельных несущих элементов (рис. 7) предполагает выполнение конструкции из отдельных стальных панелей, соединяемых между собой на высокопрочных болтах. Каждая панель состоит из гофрированного внешнего листа, усиливающего плоского внутреннего листа, прикрепляемой плитной футеровки и обвязочных контурных элементов.

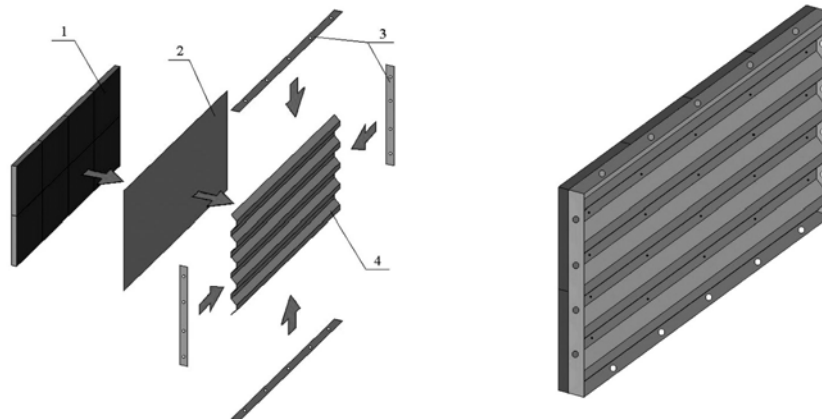


Рис. 7. Конструктивная схема панели:
1 – футеровочный слой, 2 – внутренний лист,
3 – обвязочный контурный элемент, 4 – внешний гофрированный лист

Подобное конструктивное решение предполагает отказ от использования традиционных усиливающих ребер жесткости, создающих существенную неравномерность в напряженно-деформированном состоянии конструк-

ции, и позволяет не только повысить надежность и долговечность емкостных конструкций, но и улучшить ряд иных эксплуатационных качеств, таких, например, как ремонтпригодность. Используемые при этом технические решения защищены декларационными патентами Украины [29 – 31] и уже вызвали интерес в ряде проектных организаций.

Заметим также, что при разработке автором положений представляемой концепции проектирования стальных емкостных конструкций использовались строгие аналитические методы, что позволило получить замкнутые решения, пригодные для непосредственного практического применения в значительном диапазоне конструктивных и технологических параметров на практике.

Выводы

Изложенный авторский подход к проектированию стальных емкостных конструкций для сыпучих материалов является целостной теоретически обоснованной концепцией. Она пригодна для непосредственного практического применения и в целом позволяет принимать более обоснованные решения при создании емкостей, что в свою очередь способствует повышению качества их эксплуатации и снижению материалоемкости сооружений.

Кроме этого, изучение и уточнение ряда вопросов касательно взаимодействия сыпучего материала с элементами емкостных конструкций позволяет минимизировать проявление нежелательных эффектов при их работе и, наоборот, максимизировать возможности практического использования таких сооружений.

По мнению автора, применение изложенной концепции проектирования открывает перспективы для дополнительного повышения несущей способности, долговечности и уровня надежности стальных емкостей для сыпучих материалов.

Литература

- [1] Стальные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-23-81* – [Чинний від 1983-01-02]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. – 96 с.
- [2] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу (проект): ДБН В.2.6-...:200... – [1-ша редакція]. – К.: Міненергобуд України, 2008. – 210 с.
- [3] Підприємства, будівлі та споруди по зберіганню та переробці зерна: ДБН В.2.2-8-98. – [Чинний від 1998-01-07] – К.: Держбуд України, 1988. – 41 с.
- [4] Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна: СНиП 2.09.03-85. – [Чинний від 1996-01-01]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 24 с.

- [5] Сооружения промышленных предприятий: СНиП 2.09.03-85. – [Чинний від 1987-01.01]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 56 с.
- [6] Справочник проектировщика инженерных сооружений / Под ред. А.П. Величкина, В.Ш. Козлова. – К.: Будівельник, 1973. – 552 с.
- [7] Справочник проектировщика. Металлические конструкции / Под ред. Н.П. Мельникова. – [2-е изд.] – М.: Стройиздат, 1980. – 776 с.
- [8] Справочник проектировщика инженерных сооружений / Под ред. Д.А. Коршунова. – К.: Будівельник, 1988. – 352 с.
- [9] Справочник проектировщика. Металлические конструкции: в 3 т. / Под ред. В.В. Кузнецова. – М.: Изд-во АСВ, 1998. – Т. 2: Стальные конструкции зданий и сооружений. – 1998. – 526 с.
- [10] Руководство по расчету и проектированию железобетонных, стальных и комбинированных бункеров / Ленпромстройпроект. – М.: Стройиздат, 1983. – 200 с.
- [11] Руководство по определению характеристик материала заполнения и геометрических параметров бункеров / Центр. н.-и. и проек.-экперим. ин-т пром. зданий и сооруж. – М.: Стройиздат, 1978. – 29 с.
- [12] Лихтарников Я. М. Расчет стальных конструкций / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладыженский, В.М. Клыков. – [2-е изд.]. – К.: Будівельник, 1984. – 368 с.
- [13] Тахтамышев А.Г. Примеры расчета стальных конструкций / А.Г. Тахтамышев. – М.: Изд-во лит-ры по строит-ву, 1969. – 264 с.
- [14] Банников Д.О. Основные причины аварий жестких стальных бункеров и низких силосов / Д.О. Банников, М.И. Казакевич // *Металеві конструкції*, 2002. – Т. 5. – № 1. – С. 59 – 66.
- [15] Bannikov D.O. Features of Failures of Steel Bunkers (of pyramidally-prismatic type) / D.O. Bannikov, M. I. Kazakevitch // *Proc. of 10th Polish-Ukrainian sem. “Theoretical Foundations of Civil Engineering”*. – Warsaw: Warszawskiej Politechnik. – 2002. – Vol. II. – P. 650 – 657.
- [16] Банников Д.О. Основные проблемы проектирования стальных бункеров транспортной эстакады / Д.О. Банников, М.И. Казакевич // *Тематич. вип. зб.: Автомобільні дороги та транспортне будівництво*. – К.: Нац. трансп. ун-т. – 2002. – № 64. – С. 86 – 89.
- [17] Bannikov D.O. Design problems of steel bunkers / D.O. Bannikov, M.I. Kazakevitch // *Proc. of 12th Polish-Ukrainian sem. “Theoretical Foundations of Civil Engineering”*. – Warsaw: Warsaw University of Technology. – 2004. – Vol. II. – P. 559 – 564.
- [18] Банников Д.О. Анализ вопроса проектирования стальных бункеров / Д.О. Банников, М.И. Казакевич // *Тез. докл. межд. конф. «Проблемы и перспективы развития транспортных систем и строительного комплекса»*. – Гомель: изд-во БелГУТ. – 2003. – Ч. 1. – С. 231 – 233.
- [19] Банников Д.О. Выбор рациональной геометрической формы емкостей для сыпучих материалов / Д.О. Банников // *Proc. of 13th Polish-Ukrainian sem. “Theoretical Foundations of Civil Engineering”*. – Warsaw: Warsaw University of Technology. – 2005. – P. 53 – 60.

- [20] Банников Д.О. Снижение площади коррозионного износа стальных емкостных конструкций. / Д.О. Банников // Вісник ДНУЗТ. – Дніпропетровськ: вид-во ДНУЗТ. – 2005. – Вип. 9. – С. 136 – 145.
- [21] Банников Д.О. Частное решение оптимизации геометрической формы бункеров и силосов. / Д.О. Банников // Вісник ДНУЗТ. – Дніпропетровськ: вид-во ДНУЗТ. – 2007. – Вип. 18. – С. 154 – 160.
- [22] Банніков Д.О. Континуальна модель тиску сипучого матеріалу в замкненій ємнісній конструкції. / Д.О. Банніков // Збір. наук. пр. “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. – Рівне. – 2008. – Вип. 17. – С. 333 – 340.
- [23] Банніков Д.О. Особливості розподілу тиску сипучого матеріалу в одноступінчастих ємнісних конструкціях. / Д.О. Банніков // Збір. наук. пр. ПолтНТУ: серія “Галузеве машинобудування, Будівництво”. – Полтава: вид-во ПолтНТУ. – 2008. – Вип. 21. – С. 79 – 87.
- [24] Банніков Д.О. Тиск сипучого матеріалу на стінки двоступінчастих ємнісних конструкціях / Д. О. Банніков // Вісник ДНУЗТ. – Дніпропетровськ: вид-во ДНУЗТ. – 2008. – Вип. 23. – С. 143 – 149.
- [25] Банніков Д.О. Визначення коефіцієнта бокового тиску сипучого матеріалу в замкненій посудині. / Д.О. Банніков // Журнал “Металеві конструкції”. – 2008. – Том 14, № 2. – С. 113 – 123.
- [26] Банников Д.О. Особенности процесса разгрузки бункерных емкостей / Д.О. Банников // *Металлургическая и горнорудная промышленность.* – 2008. – № 5. – С. 131 – 135.
- [27] Банніков Д.О. Експериментальні дослідження динамічних властивостей сталевих ємнісних конструкцій для сипучих вантажів. / Д.О. Банніков // Підйомно-транспортна техніка. – 2008. – № 4. – С. 79 – 88.
- [28] Банніков Д.О. Експериментальні дослідження статичної поведінки сипучого середовища в ємнісній конструкції / Д.О. Банніков // Вісник ДНУЗТ. – Дніпропетровськ: вид-во ДНУЗТ. – 2009. – Вип. 26. – С. 103 – 111.
- [29] Декл. пат. 69817 А Україна, МПК7 Е 04 Н 7/30. Металева ємність для сипучих матеріалів із окремих панелей. / Банніков Д.О., Казакевич М.І.; заявитель и патентообладатель Дніпропетр. нац. унів-т залізнич. трансп ім. акад. В. Лазаряна. – № 200331211224; заявл. 09.12.03; опубл. 15.09.04, Бюл. № 9.
- [30] Декл. пат. 70576 А Україна, МПК7 Е 04 Н 7/30. Вузол з’єднання стінових панелей металевих ємностей для сипучих матеріалів. / Банніков Д.О., Казакевич М.І.; заявитель и патентообладатель Дніпропетр. нац. унів-т залізнич. трансп ім. акад. В. Лазаряна. – № 20031211267; заявл. 09.12.03; опубл. 15.10.04, Бюл. № 10.
- [31] Декл. пат. 70577А Укр., МПК7 Е 04 Н 7/30. Вузол кріплення футерівки металевих ємностей для сипучих матеріалів / Банніков Д.О., Казакевич М.І.; заявитель и патентообладатель Дніпропетр. нац. унів-т залізнич. трансп ім. акад. В. Лазаряна. – № 20031211268; заявл. 09.12.03; опубл. 15.10.04, Бюл. № 10.

Надійшла до редколегії 07.07.2009 р.

УДК 624.014

Анализ металлических конструкций рамных каркасов и направления их развития

Першаков В.Н., к.т.н., **Коцюбинская Л.М.**, инж., **Лоза И.П.**, инж.,
Мисирук Т.А., инж.

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского»,
Украина

Анотація. За авторськими свідоцтвами і патентами конструктивних рішень одноповерхових металевих рамних каркасів промислових, цивільних і сільськогосподарських будівель провідних країн за останніх 20 років проведено узагальнення і аналіз. Виявлені найбільш ефективні конструкції і напрям їх розвитку.

Аннотация. По авторским свидетельствам и патентам конструктивных решений одноэтажных металлических рамных каркасов промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий ведущих стран за последние 20 лет проведено обобщение и анализ. Выявлены наиболее эффективные конструкции и направление их развития.

Abstract. According copyright certificates and patents of structural decisions of one-story metallic frame frameworks of industrial, civil and agricultural buildings, of the leading countries for last 20 years generalization and analysis is carried out. The most effective constructions and direction of their development are exposed.

Ключевые слова: металлические конструкции, рамные каркасы.

Постановка проблеми. В 70-80-е годы XX столетия в бывшем СССР получили широкое распространение одноэтажные рамные каркасы для промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий.

Эффективные одноэтажные металлические рамные каркасы наиболее актуальны и востребованы благодаря значительному уменьшению металлоемкости конструкций, упрощенному монтажу, демонтажу, а также эксплуатации.

В связи с этим на кафедре компьютерных технологий строительства факультета аэропортов Национального авиационного университета было проведено обобщение и анализ эффективных конструкций одноэтажных металлических рамных каркасов по авторским свидетельствам и патентам за последние 20 лет.

Анализ исследований и публикаций. Всего за период 1982-2007 годов было проанализировано 8 изобретений, из них: бывший СССР – 5, патенты России – 3.

Часть изобретений посвящена рамным металлическим конструкциям с затяжкой: в конструкции № 1 затяжки-тяги соединяют концы-консоли ригеля и опорные шарниры, в конструкции № 2 затяжка соединяет карнизные узлы рамы с коньковым узлом при помощи кронштейна.

Вызывают интерес многопролетные и пространственные рамные конструкции № 3 – балочной структуры с металлическими колоннами, подкосами и балками, где достигается равная прочность и устойчивость; № 4 – рамная конструкция из модулей (стойки, четыре консоли из перфорированного сварного двутавра).

Отдельный блок изобретений представляют собой арки и рамы криволинейного (серповидного) очертания: № 5 – состоит из 2 полуарок со стержнями решетки одинаковой длины; № 6 – трансформируемое криволинейное покрытие за счет затяжек (натяжения вант); № 7 – арка из двух ветвей трубчатого сечения с жестким элементом треугольной решетки и гибким преднатяженным поясом; № 8 – ферма, нижний пояс которой состоит из расходящихся затяжек.

Обобщение конструктивных решений рамных каркасов

1. Бывший СССР. Спец. КБ всесоюзного НИИ по монтажным и спец. работам (а.с. SU №1270260 А1), 1986.

Цель изобретения – упрощение монтажа, демонтажа и эксплуатации (рис. 1).

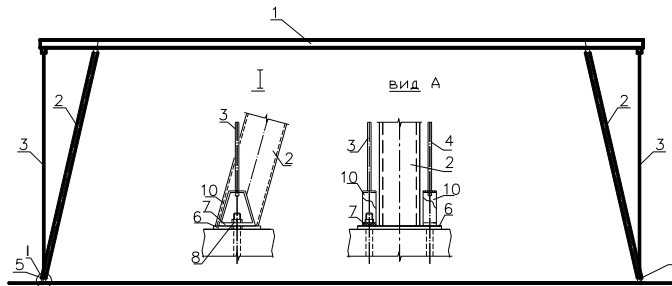


Рис. 1. Рамная конструкция

Рамная конструкция (рис.1) состоит из ригеля 1, связанных с ним шарнирно наклонных стоек 2, вертикально расположенных тяг 3 и 4, расположенных симметрично оси наклонной стойки и опорных шарниров 5.

Тяги 3 и 4 одним концом присоединены к концам ригеля, а другим – к опорным шарнирам 5.

Опорные шарниры 5 состоят из горизонтально расположенных пят 6 и 7 и анкерного болта 8 с гайками 9, частично замоноличенного в фундаменте и пропущенного в соосные отверстия, выполненные в этих пятах. Одна пята 6 – нижняя – жестко присоединена к наклонной стойке 2, а другая пята 7 расположена над пятой 6 и является частью серьги 10, присоединенной к ттягам 3 и 4.

Доступное наружное расположение узлов тяг к стойкам и совместное их крепление обеспечивают простоту монтажа, демонтажа и эксплуатации.

2. Бывший СССР. Киевский инженерно-строительный институт (а.с. SU № 1454927 А1), 1989.

Цель изобретения – снижение материалоемкости за счет уменьшения расчетной длины элементов ригеля (рис. 2).

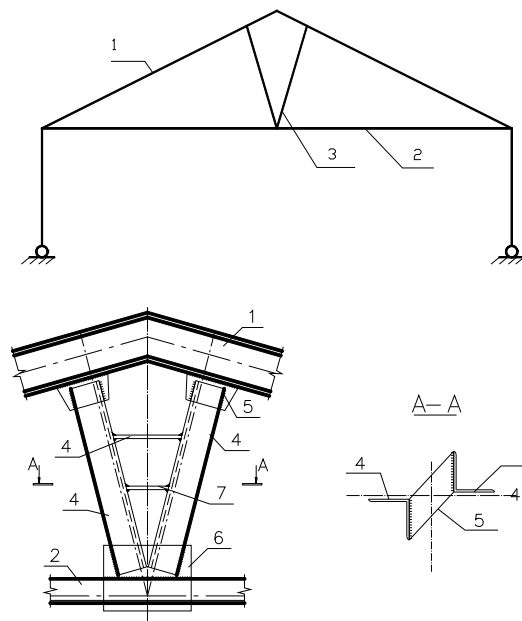


Рис. 2. Строительная конструкция

Строительная конструкция (рис. 2) содержит жесткий ригель 1 ломаного очертания, затяжку 2, закрепленную по концам ригеля, и кронштейн 3, прикрепленный жестко к ригелю 1 в месте его перегиба и к затяжке 2 в промежуточной ее точке.

Кронштейн может быть выполнен из двух V-образно расположенных элементов уголкового профиля, соединенных посредством фасонок 5 с

ригелем 1 и затяжкой 2 с примыканием полков с разных сторон к фасонке 6 затяжки, а между собой не менее чем одной пластиной, расположенной перпендикулярно вертикальной оси кронштейна 3 и закрепленной с другими полками элементов 4 уголкового профиля.

Строительная конструкция позволяет повысить несущую способность и общую устойчивость.

3. Россия. Прилуцкий О.Г. (патент RU № 35354 U1), 2004.

Задачей настоящей полезной модели является создание балочной структуры, характеризующейся сниженной металлоемкостью без ухудшения ее прочности и устойчивости.

Предлагаемая балочная структура (рис. 3) имеет каркас, содержащий металлические колонны 1 с подкосами 2 и металлические неразрезные балки 3, опирающиеся на колонны 1. Балки 3 пересекаются друг с другом под прямым углом. Все соединения балок 3 с колоннами 1 (т.е. с вершинами колонн 1 и с подкосами 2, являющимися элементами колонн 1), а также все соединения балок 3 друг с другом в местах их пересечения выполнены жесткими, например, с помощью сварки. Колонны 1 имеют подкосы 2 для каждой из опирающихся на нее балок 3 и шарнирно установлены в фундаментных опорах 4. Колонны 1, подкосы 2 и балки 3 выполнены преимущественно из металлического сортового прокатного профиля, а опоры 4 могут быть выполнены в виде облегченных баз колонн.

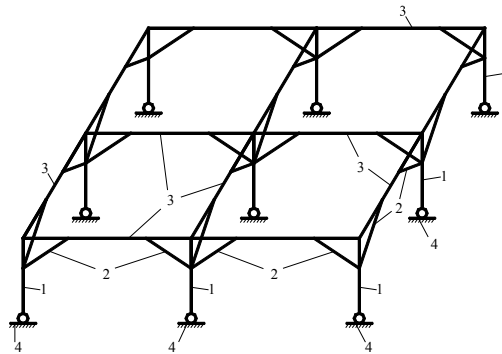


Рис. 3. Балочная структура

Конкретная конфигурация предложенной балочной структуры (число пролетов и места соединения подкосов 2 с колоннами 1 и балками 3), а также размеры поперечных сечений колонн 1, подкосов 2 и балок 3 выбраны по методу пространственного расчета с использованием компьютерной программы «Ли́ра».

В результате для достижения равной прочности и устойчивости конструкции имеется возможность изготовить предложенное устройство менее металлоемким. В частности, в предложенном устройстве по сравнению с известным отпадает необходимость в укреплении некоторых элементов конструкции диагональными связями.

4. Россия. Красноярская государственная архитектурно-строительная академия (патент RU № 46512), 2005.

Задачей полезной модели является повышение эффективности работы металлической рамной конструкции, улучшение рационального использования внутреннего рабочего объема помещения здания и создание дополнительных крытых площадей. (рис. 4).

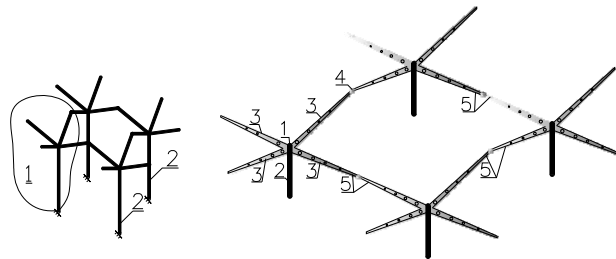


Рис. 4. Металлическая рамная конструкция

Металлическая рамная конструкция (рис. 4) выполнена из двух и более соединенных между собой модулей 1, установленных на фундаменте. Каждый модуль содержит стойку 2 круглого или прямоугольного ставного сечения, в верхней части стойки 2 установлены и закреплены сваркой четыре взаимно перпендикулярные консоли 3, выполненные из перфорированного сварного двутавра. Консоли 3 соседних модулей с длиной, соответствующе половине пролета рамы, соединенные между собой шарниром 4, образуют ригель 5. Расположение модулей 1 может быть в одной плоскости или пространственным.

В зависимости от схемы расположения стоек модулей могут создаваться: плоские 2, разветвлено-незамкнутые пространственные 3 и замкнутые 4, например, прямоугольные в плане пространственные рамные каркасы.

Пространственный рамный каркас обладает пространственной жесткостью за счет рамной схемы работы в продольном и поперечном направлениях с минимальными изгибающими моментами в стойках за счет работы консолей, которые взаимно уравнивают модуль и, как следствие, каркас в обоих направлениях.

Особенностью металлической рамной конструкции является то, что в ней реализуется пространственная схема работы каркаса с использованием в обоих направлениях консолей с выносами, соответствующими половинам пролетов рамы и разгружающими в связи с этим стойки, что влияет на уменьшение моментов в них и позволяет сохранить размеры фундамента как под центрально-сжатой стойкой, а также более полно использовать внутреннее пространство и создавать дополнительные крытые пространства.

5.Россия. Казанский инженерно-строительный институт (патент RU № 2036268 C1), 1995.

Серповидные полуарки состоят из криволинейных поясов 1, 5 – образного сечения (рис. 5) и решетки из стержней 2, например, уголкового профиля. В каждой полуарке пояса 1 из 5 – образного сечения профилей ориентированы стенками параллельно и зеркально относительно горизонтальной оси 3 сечения арки, а стержни решетки 2 прикреплены внахлест к средней полке 5 – образных профилей, при этом каждые треугольные 4 ячейки решетки являются равнобедренными.

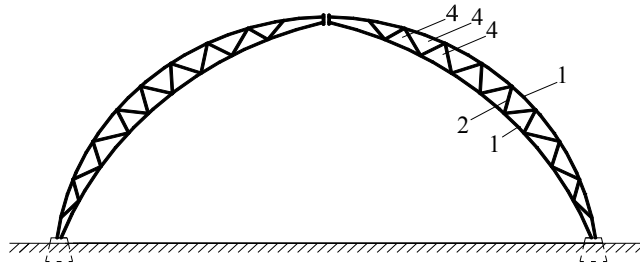


Рис. 5. Трехшарнирная арка

Благодаря такому конструктивному решению все стержни решетки получают одинаковой длины, а изготовление полуарок в шаблоне становится возможным без ее переворачивания, т.е. все сварочные работы ведутся лишь с одной стороны.

Изобретение наиболее эффективно может быть использовано в арочных зданиях малых пролетов.

6. Бывший СССР. Ленинградский инженерно-строительный институт (а.с. SU № 1747618 A1), 1992.

Цель изобретения – расширение функциональных возможностей при сохранении несущей способности, упрощение монтажа и демонтажа и увеличение компактности покрытия.

Складное покрытие (рис. 6) представляет собой каркас 1, включающий арки, состоящие из жестких элементов 2, связанных с гибкими несущими поясами 3 и 4 и гибкими ограждающими оболочками 5 и 6, продольные ребра 7 и затяжки 8. Жесткие элементы 2 выполнены из металлических стержней коробчатого сечения с жестко прикрепленными по торцам (на сварке и т.д.) кольцевыми патрубками 9. Жесткие элементы 2 размещаются дискретно по периметру арки с шагом, равным длине отдельно взятого элемента без патрубков.

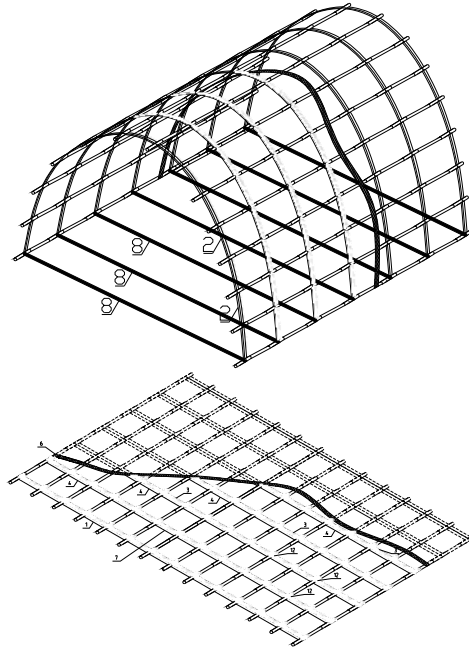


Рис. 6. Складное покрытие

Продольные ребра 7 круглого сечения, установленные вплотную в полости кольцевых патрубков 9, образуют относительно их продольной оси шарнирные соединения жестких элементов 2. Кольцевые патрубки 9 и продольные ребра 7 могут быть изготовлены, например, из металлических стержней трубчатого профиля. Продольные ребра 7 выполняются из отдельных элементов 10 с шарнирными соединениями 11, которые позволяют им складываться в процессе упаковки покрытия.

Трансформация покрытия из плоскости в рабочее положение осуществляется за счет натяжения вант (затяжек 8), которые в дальнейшем процессе эксплуатации покрытия выполняют роль несущих элементов. При формообразовании замкнутых оболочек затяжки используются только в процессе трансформации покрытия.

За счет дискретного расположения жестких элементов 2 в арках удается эффективно перераспределить усилия в конструкции покрытия. Жесткие элементы 2 воспринимают всем поперечным сечением преимущественно сжимающие, а гибкие несущие пояса 3 и 4 – только растягивающие усилия. Такая работа элементов конструкции позволяет расширить функциональные возможности покрытия при сохранении его несущей способности.

7. Бывший СССР. Казанский инженерно-строительный институт (а.с. № 896197), 1982.

Цель изобретения – уменьшение расхода металла на изготовление арки и повышение устойчивости.

Арка (рис. 7) включает жесткий пояс 1 пролетом l_1 и стрелой подъема f_1 выполненный из двух ветвей трубчатого сечения, соединенных между собой распорками 2. К ветвям жесткого пояса 1 одним концом прикреплены жесткие элементы треугольной решетки 3, а ко вторым концам, объединенным в узел при помощи фланцев 4, прикреплен гибкий предварительно напряженный пояс 5 пролетом l_2 и стрелой f_2 подъема, проходящий в приопорных частях арки с внешней стороны, а в пролетной с вогнутой стороны жесткого пояса.

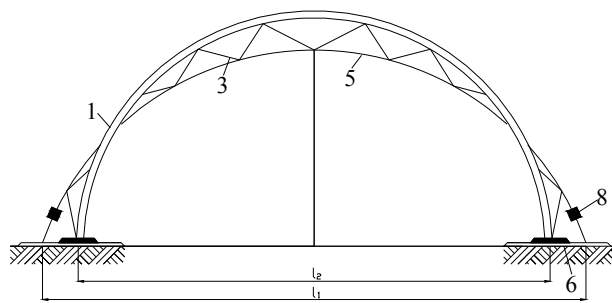


Рис. 7. Конструкция арки

Жесткий пояс 1 арки, состоящий из двух ветвей, скрепленных распорками, с элементами треугольной решетки устанавливается и закрепляется на фундаменте 6. Между фланцами 4 при слабом натяжении болтов 7 пропускается гибкий пояс 5 и закрепляется на фундаменте 6. Точка пересечения гибкого пояса 5 с жестким поясом 1 зависит от характера загрузки арки и расположена примерно в пределах $1/3 - 1/5$ пролета. При помощи устройства 8 натяжения, выполненного, например, в виде винтового домкрата, создается предварительное напряжение гибкого пояса, после

чего осуществляется окончательное закрепление гибкого предварительно-го пояса в узлах решетки при помощи болтов 7.

Собранная таким образом арка представляет собой двухпоясную конструкцию с гибким предварительно напряженным поясом в растянутой зоне.

Предлагаемое изобретение позволяет уменьшить расход металла на 10 – 15 % в сравнении с известными. Применение арки особо целесообразно в облегченных тентовых покрытиях больших пролетов.

8. Бывший СССР. Алма-Атинский инженерно-строительный институт (а.с. SU № 1560702 А1), 1990.

Цель изобретения – повышение жесткости и увеличение подферменного пространства.

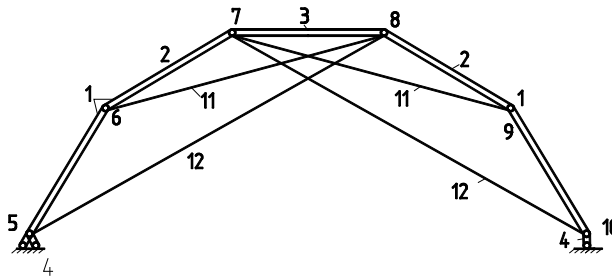


Рис. 8. Конструкция фермы

Ферма (рис. 8) включает верхний пояс, состоящий из отдельных стержней 1-3, соединенных между собой и с опорами 4 при помощи шарниров 5-10, и нижний пояс, состоящий из двух расходящихся затяжек 11 и 12, закрепленных в шарнирах 7 и 8, и центрального стержня 3. В опорах 4 сходятся два элемента: опорный стержень 1 верхнего пояса и затяжка нижнего пояса 12.

При нагружении фермы узловыми нагрузками стержни 1-3 верхнего пояса работают на сжатие, а затяжки 12 и 13 – на растяжение, при этом более нагруженными является центральный стержень 2.

Выводы

1. В настоящее время конструкции металлических однопролетных, многопролетных и пространственных рам для каркасов одноэтажных зданий продолжают совершенствоваться.
2. Конструкция затяжек для восприятия распора для однопролетных каркасов зданий применена в 2 конструкциях (рамы № 1 и 2).

3. Получили развитие многопролетные и пространственные рамные конструкции: № 3 – балочной структуры с колоннами, подкосами и балками; № 4 – рамная конструкция из модулей (стойки, консоли).

4. Разработаны арки и рамы криволинейного очертания: № 5 – 8, каждая из которых имеет свои конструктивные отличия.

Литература

- [1] Офіційний патентний бюлетень України «Промислова власність». – 1993-2007 рр.
- [2] Официальный патентный бюллетень России (СССР) «Изобретения. Полезные модели» 1993, 1994, 1996; 1999, 2001, 2002, 2003, 2004, 2007 гг.
- [3] Официальный патентный бюллетень Евро-азиатского патентного ведомства 1998 – 2006 гг.
- [4] Реферативная база данных российских изобретений (RUABRU) Роспатент 1994 – 2007 гг.
- [5] Спеціальна база даних «Винаходи в Україні» 1993 – 2007 рр.
- [6] Патентная база данных «WORDWIDE» системы Esp@cenet.
- [7] Патентная база данных EAPATIS Евро-азиатского патентного ведомства 1998 – 2006 гг.

Надійшла до редколегії 25.06.2009 р.

УДК 624.014

Реконструкція Західної трибуни стадіона «Металіст» в г. Харків

¹Фурсов В.В., д.т.н., ¹Кошмай Н.Д., к.т.н., ¹Ковлев Н.Н., аспірант,
¹Васильев А.Ю., аспірант, ²Евель С.М.

¹Харківський державний технічний університет
строительства и архитектуры, Украина,
²СМУ-127 треста «Стальконструкция», Украина

Анотація. Харківський стадіон «Металіст» – один із претендентів на проведення футбольних матчів Євро 2012, експлуатується з початку 50-х років минулого сторіччя. Оскільки стадіон не тільки не відповідав сучасним спортивним аренам, але і не забезпечував по окремих конструктивних елементах міцнісних і деформаційних вимог нових норм, було ухвалено рішення про його реконструкцію. В процесі реконструкції сталеві козирки, що закривали тільки частину глядацьких місць, були замінені на нові, які закривають всі ряди трибун від атмосферних дій. Нові козирки, встановлені за допомогою жорстких вант на виносні колони, істотно розвантажили підтрибунні ферми і забезпечили їх подальшу нормальну експлуатацію. У статті наведені результати обстежень трибун стадіону, що були проведені в 2006-2008 рр., а також розглянуті деякі питання щодо його реконструкції, яка в даний час успішно завершується.

Аннотация. Харьковский стадион «Металлист» – один из претендентов на проведение футбольных матчей Евро 2012, эксплуатируется с начала 50-х годов прошлого столетия. Поскольку стадион не только не соответствовал современным спортивным аренам, но и не обеспечивал по отдельным конструктивным элементам прочностных и деформационных требований новых норм, было принято решение о его реконструкции. В процессе реконструкции стальные козырьки, закрывавшие только часть зрительских мест, были заменены на новые, закрывающие все ряды трибун от атмосферных воздействий. Новые козырьки, установленные с помощью жестких вант на выносные колонны, существенно разгрузили подтрибунные фермы и обеспечили их дальнейшую нормальную эксплуатацию. В статье приведены результаты обследования трибун стадиона, проведенные в 2006-2008 гг., а также рассмотрены некоторые вопросы по его реконструкции, которая в настоящее время успешно завершается.

Abstract. The stadium «Metallist», located in city Kharkov, is among the main pretenders for holding football matches Euro 2012. The stadium is in operation since the beginning of 50-th years of the last century. As far as the stadium was not able to meet requirements as to modern sporting facilities, as well as could not provide some structural elements with respect of strength and deformation characteristics and taking into consideration new norms a decision about its reconstruction has been taken. In the course of reconstruction the steel visors, covering only part of spectators' audience were removed and replaced for new systems, covering all stands at the stadium with protection against atmospheric effects. New visors, arranged at outstanding columns with the use of rigid cables helped to unload under-stand trusses and to assure their normal service. The paper contains results of investigation of the stadium stands, performed during 2006-2008. Some problems related with stadium rehabilitation process which is in progress at present were under consideration also.

Ключевые слова: стальные конструкции, дефекты, реконструкция, обследование, усиление, подтрибунные фермы, жесткие ванты.

Основная часть. Стадион эксплуатируется с начала 50-х годов прошлого столетия. Несущие конструкции его трибун первоначально были выполнены в железобетонном варианте и вмещали около 10000 зрителей. После переподчинения заводу им. Малышева стадион получил новое название и был реконструирован. В процессе реконструкции на усиленные существующие железобетонные колонны Западной и Северной трибун были установлены стальные подтрибунные фермы с консолями, которые несколько позднее были оборудованы стальными козырьками (рис. 1).



Рис. 1. Общий вид Западной и Северной трибун стадиона на момент обследования

По требованиям УЕФА козырьки трибун должны перекрывать все ряды, от нижних до верхних. В соответствии с ними вылет козырька покрытия должен быть примерно на 10 м больше существующего. Расчетная проверка элементов существующего козырька на новые снеговые нагрузки показала, что отдельные его элементы не обеспечивают несущую способность по обоим предельным состояниям. Это в первую очередь касается прогонов, а также некоторых панелей поясов и опорных стоек козырьков. Таким образом, наращивание их исключается. При варианте замены консолей на новые необходимого вылета подтрибунные фермы не отвечают современным прочностным проверкам. В связи с этим было принято решение об устройстве козырьков на автономных выносных стойках, не связанных с подтрибунными фермами. В процессе проектирования рассматривались три основных варианта с выносными колоннами: оболочечный, на гибких и жестких вантах. Варьирование осуществлялось с учетом следующих критериев: расход материала, стоимость изготовления и мон-

тажа. При этом основным требованием к монтажу новых козырьков является не прекращение функционирования стадиона на время его реконструкции. Наиболее близким аналогом при принятии окончательного решения является реконструированный в 2004 г. стадион «Боруссия-парк». В настоящее время силами СМУ-127 треста «Стальконструкция» закончена реконструкция Восточной трибуны, демонтированы старые козырьки и практически завершено устройство по всему стадиону нового покрытия на жестких вантах. Общий вид макета реконструкции стадиона показан на рис. 2.



Рис. 2. Макет стадиона после реконструкции с VIP-ложей на Западной трибуне

Западная трибуна по статической схеме представляет собой рамную систему, включающую в себя в качестве наклонных ригелей подтрибунные фермы и фермы козырька, а также стальные и железобетонные разновысокие стойки. Расстояние между колоннами составляет 10,4 м. Поперечный разрез Западной трибуны представлен на рис. 3. Неизменяемость элементов рамы обеспечивается системой скатных и вертикальных связей. Западная трибуна имеет прямоугольный план. Общая протяженность трибуны составляет около 100 м. Шаг ферм нерегулярный и колеблется от 4,31 м до 5,68 м. В процессе реконструкции выяснилось, что оси стальных и железобетонных колонн не всегда совпадают. В связи с этим по ряду осей по стальным колоннам были устроены перекидные балки, выполненные из двух швеллеров № 45 с раздвижкой 400 мм, соединенных с помощью планок по верхним и нижним их полкам. Верхний пояс ферм Западной трибуны выполнен из двух уголков тавром 125x14 мм, а нижний пояс – из уголков 100x12 мм. Элементы решетки ферм состоят из раскосов – уголки тавром 80x8 и стоек – уголки тавром 50x5. В процессе реконструкции и переоборудования Западной трибуны после частичного удаления консолей в зоне VIP-ложи (рис. 4) были осуществлены испытания образцов, изъятых из элементов поясов ферм, решетки и фасонки. В архиве стадиона сохранился сертификат стали, завода-изготовителя конструкций

(Донецкий ЗМК), в котором приведен ее общий расход, а также указаны без распределения по элементам использованные марки ВМстЗ с, пс, кп., а также сталь 10Г2С1. Как выяснилось после лабораторных испытаний образцов, низколегированная сталь предназначалась для поясов ферм, полуспокойная сталь – для элементов решетки, спокойная – для фасонки, а кипящая – для элементов связей.

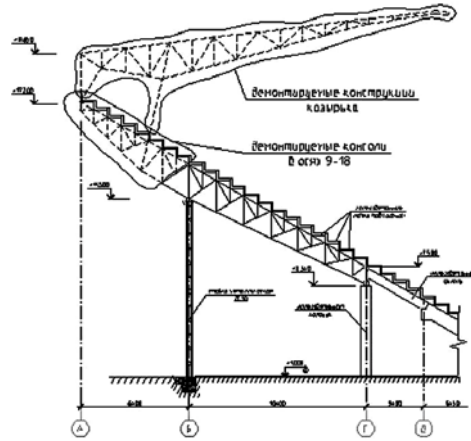


Рис. 3. Поперечный разрез Западной трибуны

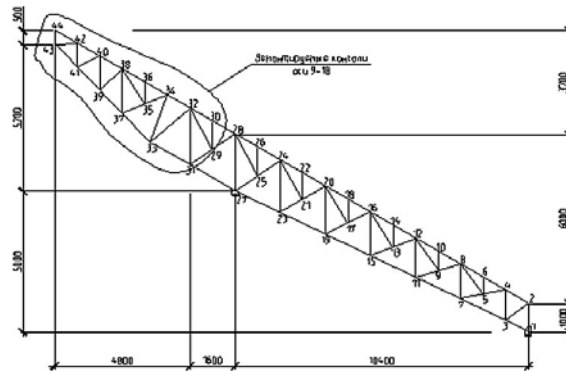


Рис. 4. Реконструкция Западной трибуны после частичного удаления консолей в зоне VIP-ложи

На подтрибунные фермы сверху установлены железобетонные лотки (толщиной 80 мм, шириной 780 мм, с длиной, равной шагу ферм), снабженные закладными деталями, соединенными на сварке со стальными столиками Z-образной формы, приваренные к верхним поясам ферм и оборудованные снаружи стальным крепежом и пластиковыми сидениями. Устройство шпренгелей призвано исключить внеузловую нагрузку от лотков на фермы, вызывающую в верхних поясах напряжения изгиба.



Рис. 5. Общий вид Западной трибуны на момент реконструкции (апрель 2009). Старая VIP-ложа демонтирована

Результаты обследования и поверочные расчеты. Обследование металлических конструкций Западной и Северной трибун производилось сотрудниками кафедры металлических и деревянных конструкций ХГТУСА в августе-декабре 2008 г. До этого в 2006 г. была обследована Южная трибуна. Проводилась фотосъемка, выборочные обмеры сечений, устанавливалось фактическое расположение связей по покрытию и стойкам, а также оценивалось состояние опорных и наиболее нагруженных промежуточных узлов. В отчетах [5] приведен полный расчет по старым нормам [1] всей системы трибуны с учетом козырька, где представлен также расчет всех сварных швов и соединений. Анализ этих расчетов, а также наших, произведенных с использованием расчетно-теоретического комплекса «SCAD», показал, что при учете новых, увеличенных более чем в 1,5 раза снеговых нагрузок, принятых по [2], отдельные элементы ферм имеют напряжения, значительно превышающие расчетные сопротивления. В случае сохранения козырьков и использования снеговой нагрузки согласно новому ДБН [2] несущая способность подтрибунных ферм не обеспечивается. Положение усугубляется еще и тем, что в ряде мест стальные элементы усиления железобетонных лотков для устройства сидений располагаются между узлами верхнего пояса, что вызывает появление дополнительных изгибающих моментов. Нижние пояса ферм Западной трибуны открыты для осмотра и проветривания и представляют собой в сущности обычные чердачные помещения. В процессе обследования обнаружен ряд дефектов, которые можно сгруппировать по следующим признакам:

- нарушение работы связевых элементов (деформации и погиби, разрушение креплений отдельных растяжек, постановка связей на один болт);
- в монтажных узлах ряда ферм сварные швы имеются не по всей длине накладок;

- по трем осям отмечена местная потеря устойчивости опорных ребер в нижних опорных узлах ферм, а также в ряде шпренгельных элементов (рис. 6);
- существенное развитие коррозионных процессов в зоне над душевыми и парной.



Рис. 6. Потеря устойчивости шпренгеля и упорного двутавра

Модернизация центральной VIP-ложи Западной трибуны требует не только локальных изменений конструктивных схем, таких как удаление консольных частей у ряда ферм, локальное усиление поясов, но и изменения в связи с этим системы связей. Разработано несколько вариантов изменения системы связей по верхним и нижним поясам подтрибунных ферм, а также ряд усилений.

Параллельно с обследованием осуществлялась проверка несущей способности всех стальных элементов трибун как на принятые проектировщиками расчетные нагрузки [1], так и на новые нагрузки и воздействия [2], введенные в нашей стране с 01.01.2007 г. Конструктивные элементы ферм Западной трибуны рассчитаны в основной программе ПК «СКАД» на следующие расчетные комбинации: а) собственный вес + полезная нагрузка по всей ферме; б) собственный вес + полезная нагрузка на консоли; в) собственный вес + полезная нагрузка между опорами фермы [1].

Данные по результатам расчета на собственный вес, снег, ветер сверху и снизу, комбинации усилий и расчётная схема [2] приведены в табл. 1 и 2 и на рис. 4. Учитывая количество болельщиков во время топ-матчей, в расчетные нагрузки дополнительно введен динамический коэффициент, равный 1,2. Несколько позднее был осуществлен динамический расчет Западной трибуны, подтвердивший обеспеченность несущей способности. Осуществлена экспертиза нескольких наиболее ответственных стержней с учетом развития коррозионных процессов.

Таблиця 1

Усилия и напряжения в наиболее нагруженных элементах подтрибунной фермы (Западная трибуна оси 1-8;19-26) с консолью

Элем. фермы	Стержень по докум. 7911КМ УКРНИИ-ПСК	Расчетное усилие		Сечение (профиль)	Площадь сечения, см ²	Гибкость		W _{y,c} м ³	φ	σ, т/см ²
		N, т	M, т-м			λ _x	λ _y			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ВП	28-26	79,52	-	2 L125x14	66,8	-	-	-	-	1,32
	8-10	-41,98	0,95	2L125x14	66,8	24	16	108	0,94	1,783
НП	27-31	-77,69	-	2L125x14	66,8	49	61	-	0,80	1,615
Раскосы	28-29	-42,69	0,21	2 L100x12	45,6	33	44	59	0,87	1,65
	32-33	29,56	-	2 L100x12	45,6	-	-	-	-	0,72
	25-27	-34,77	-	2 L80x8	24,6	39	52	-	0,84	1,87
Стойки	27-28	-52,92	-	2 L100x12	45,6	42	53	-	0,83	1,553
	31-32	-39,82	-	2 L100x12	45,6	57	47	-	0,81	1,20
	1-2	-25,72	-	2 L80x8	24,6	33	27	-	0,91	1,277
	37-38	-14,72	-	2 L80x8	24,6	56	46	-	0,82	0,811
Шпренгель	7-9	-4,79	-	2 L50x5	9,6	56	45	-	0,82	0,676

Таблиця 2

Усилия и напряжения в наиболее нагруженных элементах подтрибунной фермы (Западная трибуна оси 9-18) без консоли

Элем. фермы	Стержень по докум. 7911КМ УКРНИИ-ПСК	Расчетное усилие		Сечение (профиль)	Площадь сечения, см ²	Гибкость		W _y , см ³	φ	σ, т/см ²
		N,т	M, т-м			λ _x	λ _y			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ВП	10-12	-75,95	-	2 L125x14	66,8	24	16	-	0,94	1,344
	8-10	-77,28	1,07	2L125x14	66,8	24	16	108	0,94	2,537
НП	11-15	69,8	-	2 L100x12	45,6	-	-	-	-	1,70
Раскосы	25-27	-30,98	-	2 L80x8	24,6	39	52	-	0,84	1,667
	4-5	32,62	-	2 L80x8	24,6	-	-	-	-	1,47
Стойки	1-2	-38,07	-	2 L80x8	24,6	33	27	-	0,92	1,87
	27-28	-5,13	-	2 L100x12	45,6	42	53	-	0,83	0,15
	7-8	-19,04	-	2 L80x8	24,6	40	33	-	0,89	0,966
	23-24	21,79	-	2 L80x8	24,6	-	-	-	-	0,984
Шпренгель	7-9	-5,4	-	2 L50x5	9,6	48	37	-	0,86	0,726

Выводы

Фермы трибун, эксплуатируемые более 40 лет, неоднократно переоборудовались и ремонтировались. Использование стадиона в рамках ЕВРО-2012 и превращение его в «евроарену» возможно только после реконструкции. В результате проведенных работ (обследования, анализа дефектов) установлено, что подтрибунные фермы Западной трибуны в целом находятся в удовлетворительном состоянии. Ремонтно-восстановительные работы связаны с некоторыми конструктивными недостатками, с проводимыми в прошлые годы не совсем удачными ремонтными работами, с нарушением отдельных эксплуатационных требований. Принятое решение по удалению существующего козырька покрытия представляется наиболее разумным. Замена его новым покрытием, вынесенным за пределы трибун, существенно (40 – 50 %) снижает нагрузки на фермы Западной трибуны. Устройство новой четырехэтажной ложи, пристроенной к Западной трибуне, позволяет разместить в ней административные помещения клуба, раздевалки, судейскую комнату и прочие помещения, отвечающие высоким требованиям ФИДЕ. Срезка консольных частей подтрибунных ферм в этой зоне вызывает перераспределение усилий в элементах фермы в большую сторону и некоторое снижение запаса общей несущей способности, но при этом не требует дополнительного усиления ферм и их элементов, за исключением минимального количества мест усиления опасных зон. Кроме того, даже при условии отведения части Западной трибуны под VIP-ложи (рис. 3) для работы журналистов с оборудованием специальных столиков, вместимость трибун стадиона составит около 42 тысяч зрителей.

Литература

- [1] СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
- [2] ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування.
- [3] СНиП 11-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования.
- [4] ДБН А. 2.2-3-97. Состав, порядок разработки, согласования и утверждения проектной документации для строительства. К.; 1997.
- [5] УкрНИИпроектстальконструкция, Материалы обследования западной и северной трибун стадиона «Металлист», альбомы обследований. 1989, 1999, 2000 гг.
- [6] ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій будівель та споруд. К., 1995, – 46 с.
- [7] Металлические конструкции. Справочник проектировщика. Т1-3. М.: – 1999-2000.
- [8] Металлические конструкции. // Под ред. проф. Горева В.В. Т1-3. М.: – 1999-2000.

Надійшла до редколегії 30.06.2009 р.

УДК 69.023

Некоторые аспекты надстройки многоэтажных зданий с использованием металлического каркаса

¹Лебедич И.Н., к.т.н., ²Хазрон Л.В.

¹ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

²ОАО «Гипрогражданпромстрой», Украина

Аннотация. Рассматриваются технические подходы к решению вопросов надстройки традиционных каменных зданий с помощью металлического каркаса. Прием разгрузки существующих фундаментов с помощью оригинальной балансирной системы на дополнительных фундаментах, устанавливаемых в подвальных помещениях.

Анотація. Розглядаються технічні підходи до вирішення питань надбудови традиційних кам'яних будівель за допомогою металевого каркаса. Засіб розвантаження існуючих фундаментів за допомогою оригінальної балансирної системи на додаткових фундаментах, що влаштовуються в підвальних приміщеннях.

Abstract. The technical method approaches to the problems of building a superstructure of the traditional buildings using metal framework are discussed. The method of unloading of the existed foundation by means of original balance system on the additional foundation, that are installed in the basement rooms is described.

Ключевые слова: реконструкция, надстройка, металлический каркас, гарантированная система.

Введение. Социально-экономический прогресс, дальнейшая урбанизация в развитых странах ведут к повышению плотности застройки в городах и увеличению этажности.

Застройка прежних лет уже перестает удовлетворять современные запросы общества. Меняются архитектурно-строительные требования, нормативная база, технология инженерного обеспечения и др.

Нехватка территорий в городской застройке вызывает необходимость сноса устаревших, исчерпавших свой ресурс малоэтажных зданий, чтобы на их месте возвести новые, гораздо большей этажности и комфортности. Можно привести примеры, когда в Америке, в Нью-Йорке, во время бума многоэтажного строительства сносили даже здания в 20-30 этажей, чтобы на их месте возвести 50-60-этажные здания.

Но не всегда выгодно сносить старое здание, чтобы построить более высокое новое. Иногда оказывается целесообразным надстроить уже существующее здание несколькими этажами, провести модернизацию помещений и инженерной начинки. При этом можно изменить и функциональное назначение здания.

Основная часть. Поскольку речь пойдет о реконструкции традиционных зданий, то коротко остановимся на имеющихся схемах каменных зданий. Старые типы зданий с несущими кирпичными стенами и перегородками мало перспективны для выполнения надстроек. Здесь разве что можно говорить о создании мансардных этажей.

Перспективнее выглядят возможности надстройки многоэтажных зданий с железобетонным несущим каркасом. Здесь лимитирующим чаще всего является наличие или отсутствие резервов несущей способности в колоннах каркаса и фундаментах.

Если применены серийные типовые изделия колонн, то очень часто оказывается, что их несущая способность по тем или иным причинам, например, при унификации, не использована полностью и их можно догрузить несколькими дополнительными этажами. Кроме того, существует возможность достаточно просто усилить существующие железобетонные колонны, например, дополнительным охватывающим металлическим каркасом. И тогда остается только проблема усиления фундаментов.

Ниже описываются технические подходы к решению ряда проблем, возникающих при надстройке зданий. К ним относятся: обеспечение несущей способности основания фундаментов, усиление колонн каркаса, а для кирпичных зданий – несущих стен, в связи с увеличением нагрузок на эти конструкции при надстройке. Важнейшим фактором является необходимость максимального облегчения конструкций надстройки.

Эту задачу лучше всего решать, используя для надстройки металлический каркас с навешиванием на него облегченных конструкций стен на основе современных легких утеплителей и выполняя перекрытия с монолитной утонченной железобетонной плитой по профилированному настилу общей толщиной 100÷140 мм по металлической балочной клетке.

Использование металлического каркаса при надстройке реконструируемых зданий выглядит привлекательно, так как конструкционные качества металлических конструкций лучше, чем у бетона. Во-первых, металл прочнее, габариты элементов получаются более компактными, при этом можно перекрывать достаточно большие пролеты. Во-вторых, возможность сварки создает лучшие возможности для компоновки несущего каркаса любой конфигурации в условиях часто стесненного пространства. Еще одним преимуществом металла является возможность перенести процесс изготовления элементов каркаса на завод, что существенно упрощает и ускоряет работы непосредственно на строительной площадке. Можно было бы привести много примеров реконструкции существующих каменных зданий с использованием металлического каркаса.



Рис. 1. Административное здание института «Укрпатент» в г. Киеве

Мы предлагаем вниманию читателей один из достаточно интересных примеров реконструкции 5-этажного здания с надстройкой еще 5-ти дополнительных этажей, когда удалось при такой масштабной надстройке практически оставить без существенных изменений существующую несущую систему здания и практически не заниматься усилением существующих фундаментов (рис. 1).

В 2002-2003 годах институтом ОАО «Гипрогражданпромстрой» совместно с институтом ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» был осуществлен проект реконструкции 5-этажного здания лабораторного корпуса техникума легкой промышленности на ул. И. Кудри в г. Киеве с надстройкой 5-ти дополнительных этажей и с изменением функционального назначения здания – превращение его в административное здание института «Укрпатент» (рис. 2). Подлежавшее реконструкции существующее здание лабораторного корпуса, с размерами в плане (42x18) м имело 5 надземных этажей (высотой 4,2 м) и подвал высотой 6 м. Здание было выполнено по неполной каркасной схеме – с внутренним железобетонным сборным каркасом по серии ИИ-04 и несущими наружными кирпичными стенами (см. рис. 2). Ригели каркаса расположены в продольном направлении, а круглопустотные плиты перекрытий, опирающиеся на полки ригелей и на наружные продольные кирпичные стены, располагаются в поперечном направлении.

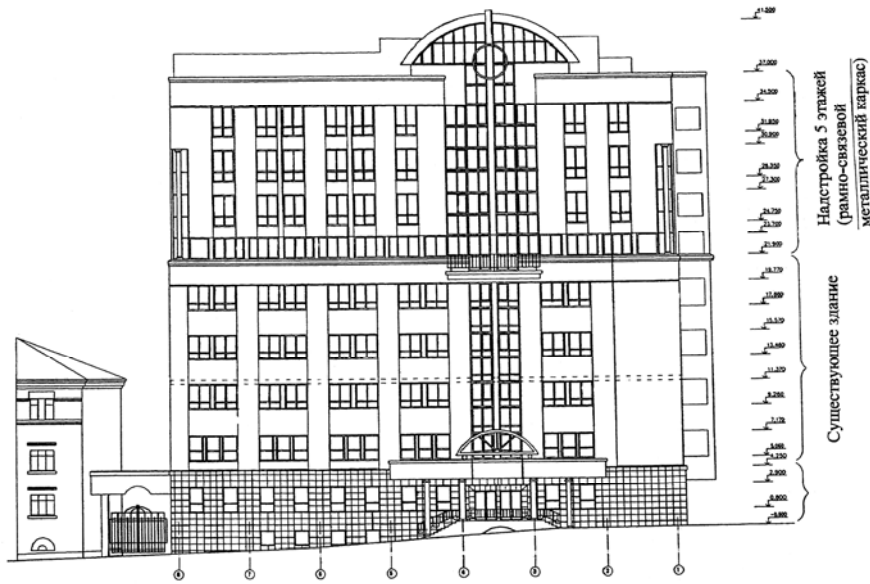


Рис. 2. Главный фасад института “Укрпатент” (с надстроенными 5-ю этажами)

В поперечном направлении (рис. 3) здание выполнено трехпролетным с пролетами в осях по 6 м. Шаг внутренних колонн в продольном направлении 6 м. Жесткость и устойчивость здания обеспечивалась наружными продольными и торцевыми кирпичными стенами, а также двумя блоками лестничных клеток, расположенными у торцов здания.

Фундаменты здания на естественном основании: для стен – ленточные, из сборных железобетонных плит, для колонн – столбчатые монолитные железобетонные. Стены подвала выполнены из сборных бетонных блоков.

Здание обследовалось НИИСКом. В результате обследования были выявлены и зафиксированы трещины в стенах, деформации существующих конструкций и др. дефекты. Была также определена несущая способность стен, фундаментов, колонн.

Анализ существующей конструктивной системы здания показал что:

- несущие периферийные кирпичные стены по несущей способности не позволяли догружать их нагрузками от дополнительных этажей, поэтому здесь требовалась разработка дополнительных несущих систем;
- внутренние железобетонные колонны каркаса имели определенные резервы несущей способности, однако нуждались в некотором усилении в зоне нижних этажей, что представлялось возможным выполнить,

- организовав соответствующую обойму из металлических элементов;
- фундаменти под колонны внутреннего железобетонного каркаса не могли выдержать дополнительные нагрузки от надстройки 5-ти дополнительных этажей и требовали усиления;
- поперечную жесткость здания после дополнительной надстройки представлялось возможным обеспечить постановкой вертикальных связевых систем, которые достаточно просто скрывались в перегородках помещений;
- количество надстраиваемых этажей в пределах выявленных запасов по несущей способности фундаментов и колонн зависело от общей массы надстройки, поэтому было решено с целью увеличения этажности надстройки выполнять ее в металлических конструкциях с утонченными монолитными железобетонными перекрытиями по второстепенным балочным клеткам.

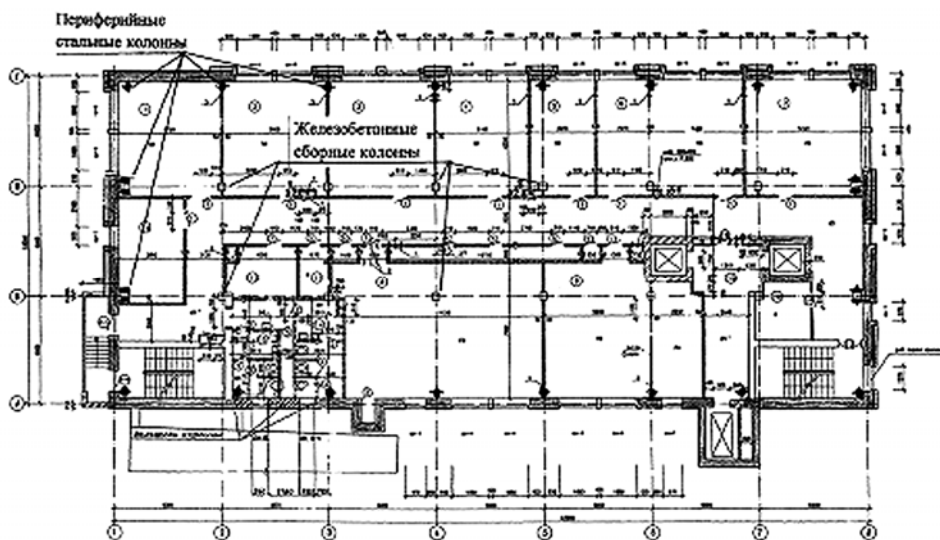


Рис. 3. План типового этажа существующей части здания
(по периметру установлены металлические колонны,
проходящие на всю высоту здания)

Каркас пятиэтажной надстройки был запроектирован по рамно-связевой схеме. Поскольку это традиционные решения, то в рамках настоящей публикации мы их не обсуждаем. Интерес могут представлять решения несущих систем в зоне существующей части здания.

В соответствии с рекомендациями НИИСКА, надстройка здания 5-ю этажами допускалась при соответствующем усилении фундаментов, стен и

колонн нижних этажей. Проектом реконструкции принята оригинальная конструктивная схема, обеспечившая надстройку здания без усиления существующих фундаментов и наружных несущих стен. Внутренние колонны каркаса усиливались металлическими обоймами на высоту подвала и первого этажа.

Надстройка с применением металлического каркаса была выполнена следующим образом. Металлические колонны надстройки по внутренним осям были оперты на оголовки существующих железобетонных колонн. Наружные металлические колонны каркаса надстройки по внешним осям были установлены на всю высоту существующего здания, примыкая к внутренней поверхности несущих стен. Эти колонны были пропущены через вырезанные отверстия в перекрытиях и, таким образом, они не передают вертикальные нагрузки на плиты перекрытий. Однако, в горизонтальной плоскости колонны развязаны с перекрытиями, что обеспечивает их устойчивость и передачу горизонтальных нагрузок на жесткие диски перекрытия.

Особо обратим внимание на устройство дополнительных фундаментов. В соответствии с принятым решением опирание периферийных металлических колонн выполнено посредством специальной балансирной системы следующим образом. В пространстве подвального этажа в пролете между наружной стеной и внутренним рядом колонн установлены железобетонные балансирные балки. На их консольные свесы в сторону наружной стены установлены башмаки периферийных колонн, а другие концы балансирных балок шарнирно связаны с основанием существующих колонн внутреннего ряда железобетонного каркаса. Для восприятия нагрузок от надстройки (без передачи их на существующие фундаменты) под балансирными балками выполняются дополнительные фундаменты на определенных расстояниях между наружными стенами и внутренними колоннами таким образом, чтобы реактивные усилия балки, направленные вверх на внутренних колоннах здания компенсировали дефицит несущей способности фундаментов внутренних колонн (смотри схему на рис. 4).

Надстройка запроектирована так, что навесные стены здания, опирающиеся на консоли металлического каркаса, не передают нагрузку на внешние кирпичные стены существующего здания. Нагрузку от перекрытий надстройки и навесных стен дополнительные периферийные металлические колонны передают на балансирную балку и разгружают фундамент средней колонны. При этом балансирная балка не опирается, а консольно нависает над плитными ленточными фундаментами внешних стен. Таким образом, надстройка здания не нагружает ленточные фундаменты существующего здания и, следовательно, не потребовалось их усиления. Пос-

колку фундамент балансирной балки расположен между продольными осями здания, обеспечивается его выполнение без нарушения устойчивости ленточных фундаментов наружных стен и столбчатых фундаментов колонн, а разгрузка этих фундаментов балансирной балкой позволила не усиливать фундаменты средних колонн.

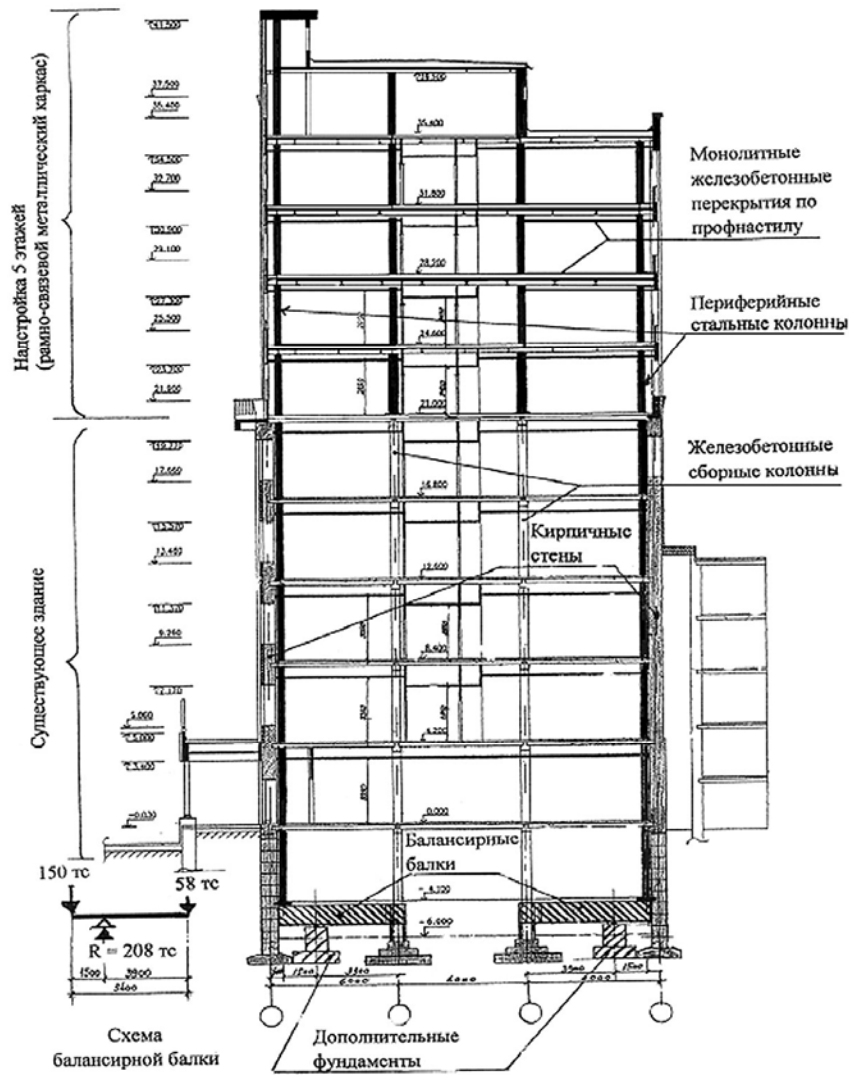


Рис. 4. Поперечный разрез здания
(показана система фундаментов с балансирными балками)

Продольные железобетонные ригели существующего здания по крайним осям опираются на кирпичные пилястры торцевых стен. В этих зонах дополнительные металлические колонны выполнены двухветвевыми с обхватом ригеля ветвями колонны с двух сторон, для чего в перекрытиях для ветвей дополнительных колонн в круглопустотных плитах сделаны отверстия.

Для дополнительных стоек, расположенных в углах здания, в плане предусмотрены диагональные балансирные балки с передачей реактивных усилий на колонны предпоследнего ряда.

Выводы

Описанный пример технического решения, использованного при реконструкции 5-этажного здания «Укрпатента» в г. Киеве с превращением его в 10-этажное путем надстройки дополнительных 5-ти этажей, демонстрирует эффективность применения металлической системы для каркаса надстройки, позволившей благодаря впервые предложенной оригинальной балансирной системе, устанавливаемой на дополнительных фундаментах внутри здания, избежать большого объема работ по усилению существующих фундаментов здания.

Надійшла до редколегії 29.06.2009 р.

УДК 539.3

Расчет и проектирование элементов трубопроводов систем гидротранспорта

Оглобля А.И., д.т.н., Лившиц М.Н., Пархомович Г.С.

ГИ «УкрНИИводоканалпроект», Украина

Анотація. В роботі розглядаються особливості проектування напірного патрубку системи гідротранспорту пульпи. Досліджується міцність даної конструкції, яка складається із перехідного конуса, компенсатора та вертикальних елементів напірного пульповоду.

Аннотация. В работе рассматриваются особенности проектирования напорного патрубка системы гидротранспорта пульпы. Исследуется прочность данной конструкции, состоящей из переходного конуса, компенсатора и вертикальных элементов напорного пульповода.

Abstract. The peculiarities in design of delivery branch for pulp hydro transport system are under consideration. The strength of this structure, consisting of transition cone, compensator and vertical elements of delivery pipe line is investigated also.

Ключевые слова: система гидротранспорта пульпы, напорный патрубок, расчет и проектирование.

Хвостовое хозяйство горно-обогатительных комбинатов представляет собой сложную систему, состоящую из взаимодействующих подсистем, включающих в себя хвостохранилище, пульпонасосные станции, пульповоды, насосные станции осветленной воды, водосбросные колодцы шахтного типа, водозаборные сооружения сифонного типа, водоводы. Нормальная эксплуатация данного хвостового хозяйства обеспечивается бесперебойной работой систем гидротранспорта, складирования хвостов и возврата осветленной воды.

В настоящее время, получаемые после обогащения руды, жидкие отходы поступают в виде пульпы в пульпонасосные станции (ПНС) первого и последующих подъемов. Консистенция пульпы колеблется от 1:23 до 1:30. Установленными в ПНС землесосами поступившая пульпа перекачивается в хвостохранилища, емкость которых достигает величины сотен миллионов кубических метров. Выбор типоразмеров землесосов производится по расходу пульпы и суммарному напору, подсчитанному для принятых диаметров пульповодов, рассчитанных при скоростях движения пульпы, близких к критическим. Годовой объем перекачиваемой пульпы составляет 150-250 млн. м³ по каждому комбинату. Дальность транспортировки пульпы колеблется от 2 км до 6 км. Высота подачи превышает 50 м, что требует строительства пульпонасосных станций второго подъема.

Важнейшим фактором, определяющим бесперебойную работу систем гидротранспорта, является не только правильный выбор типов землесосов, но и выбор конструктивных решений элементов данной системы на основе прочностных расчетов. В данной работе рассматривается и анализируется работа переходного конуса напорного патрубка на землесосе, установленном в ПНС второго подъема. Напорный патрубок был разработан поставщиком землесоса и входил в его комплектацию.

Установленный на землесосе напорный патрубок в составе переходного конуса, компенсатора и вертикальных элементов напорного пульповода (рис. 1,а) при работе агрегата находится под давлением нагнетания, что составляет примерно 35 т вертикальной силы на патрубок (снизу вверх) и примерно равной ему силы давления на улитку землесоса, направленной сверху вниз. Эти силы почти уравниваются, за исключением собственного веса вертикального патрубка, конуса и компенсатора, передаваемого на фланец улитки, однако величина этой силы незначительная, так как пульповод опирается на плиту перекрытия зумпфов. Все усилия в этой силовой цепи последовательно передаются с одного элемента на другой и, естественно, все они и соединительные детали между ними должны выдерживать эти усилия.

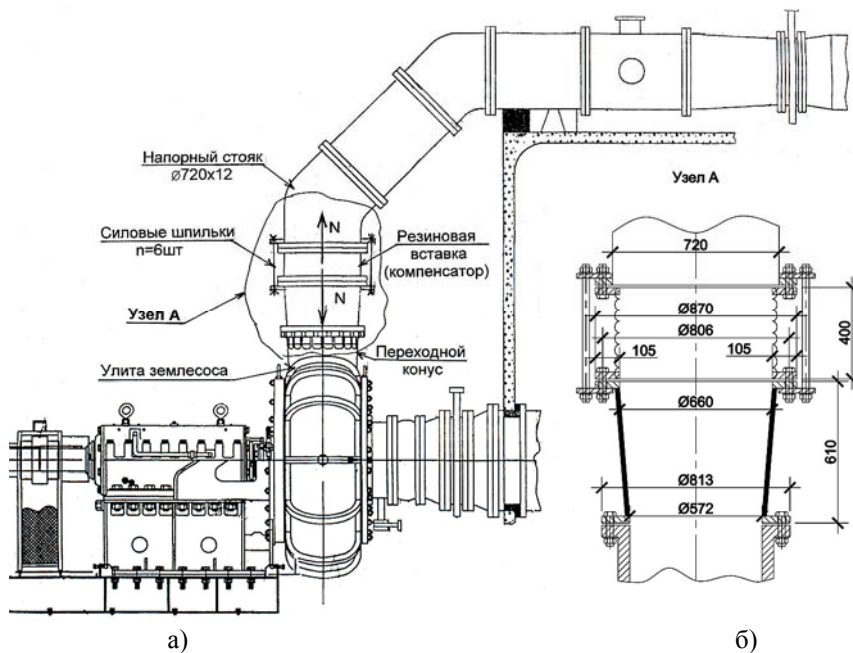


Рис. 1. Общая компоновка напорной линии:
а – общий вид; б – схема узла в составе переходного конуса, компенсатора и элементов напорного пульповода

Контрольними расчетами было определено, что самым слабым звеном в этой цепи является переходной конус (рис. 1,б) толщиной порядка 3,0 мм, но даже он имел бы значительный запас прочности при абсолютно жестком фланце. Дополнительными силовыми факторами, усложняющими обычную работу на растяжение, является то, что передача усилия с силовых шпилек компенсатора на верхний фланец переходного конуса выполнена со значительным смещением от конического элемента до точек приложения усилий от шпилек. При этом сам фланец работает как своеобразная тарельчатая пружина и ее деформация приводит к возникновению в местах приварки к конусу дополнительных напряжений (в конусе). Для оценки величины данных напряжений рассмотрен переходной конус, представляющий собой тонкостенную трубу конической формы и предназначен для соединения элементов землесоса с основной частью напорного стояка. Длина конуса составляет 0,61 м, диаметр нижнего основания – 0,572 м, верхнего – 0,660 м, а толщина стенки 3,4 мм. Верхнее и нижнее основания конуса окаймлены фланцами толщиной 30 мм. Диаметр нижнего фланца – 0,813 м, верхнего – 0,870 м. Для обеспечения пространственной жесткости по длине конуса предусмотрены два кольцевых ребра жесткости толщиной 16 мм.

Сопряжение переходного конуса с улитой землесоса выполнено в виде болтового соединения. Крепление к напорному стояку осуществляется через 6 стальных шпилек, расположенных в верхнем фланце. Следует отметить, что крепление шпилек к верхнему фланцу осуществляется через дополнительные накладки.

Основные размеры переходного конуса приведены на рис. 2,а.

Для изготовления переходного конуса используется сталь Ст3. В табл. 1 приведена марка и основные параметры стали, которая применялась в рассматриваемом элементе.

Таблица 1

Используемая сталь для конструкции конуса

№ п/п	Марка стали	Временное сопротивление разрыву, Н/мм ²	Предел текучести, Н/мм ²
1	Ст3	380	2300

В расчете приняты следующие значения физико-механических характеристик материала: модуль упругости $E = 2,1 \cdot 10^{10}$ кг/м², коэффициент Пуассона $\mu = 0,27$, плотность $\rho = 7800$ кг/м³.

Учитывались следующие нагрузки:

- собственный вес конуса;
- внутреннее давление, прикладываемое к внутренней поверхности

конуса;
— сосредоточенные нагрузки, возникающие в шпильках.

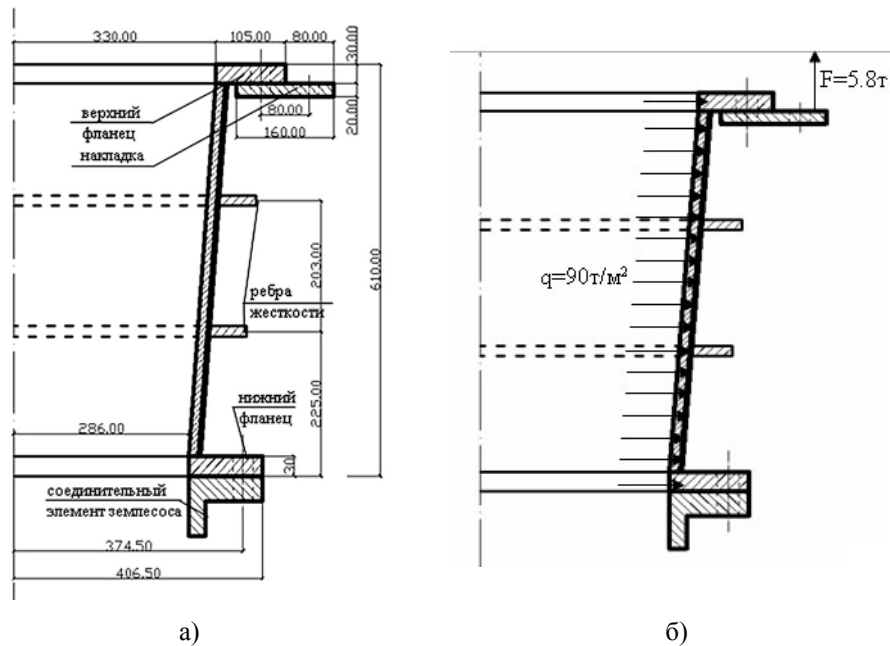


Рис. 2. Переходной конус:
а – основные размеры; б – схема приложения нагрузок

Характер распределения и величины прикладываемых нагрузок приведены на рис. 2,б.

При выполнении статического расчета рассмотрено одно сочетание нагрузок (табл. 2).

Таблица 2

Название нагрузки	Комбинация нагрузок
собственный вес	+
внутреннее давление	+
сосредоточенные силы, приложенные к шпилькам	+

При численном моделировании был принят ряд допущений и упрощений:

- нейтральные поверхности верхнего фланца и накладок совмещены в одной плоскости;
- сопряжения элементов конструкции приняты абсолютно жесткими;
- сопряжение конструктивных элементов выполнено по их нейтральной оси;

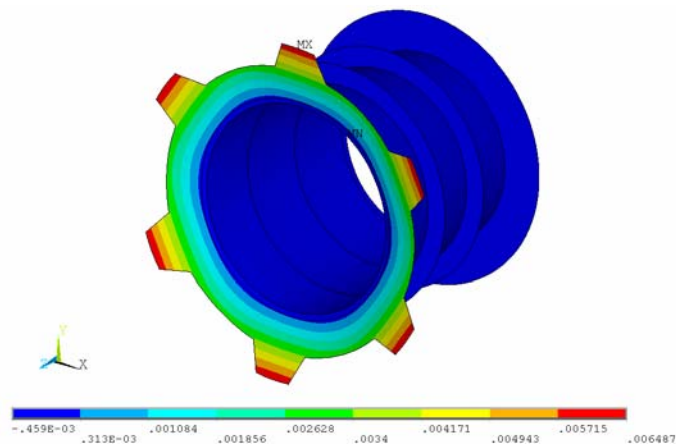


Рис. 4. Характер распределений перемещений UZ (м)

Наибольшие величины радиальных напряжений расположены в этом фланце, на участках его сопряжения с накладками. Значения растягивающих напряжений на этих участках достигают величины $S_y=42,5 \text{ кг/см}^2$. На рис. 5 приведены величины и характер распределения радиальных напряжений.

Максимальные величины кольцевых напряжений расположены в непосредственной близости от участка сопряжения верхнего фланца и конической части конструкции и уменьшают свои значения по мере удаления от него. Значение растягивающих напряжений в этой зоне достигает величины $S_y=1710 \text{ кг/см}^2$. На рис. 6 приведены величины и характер распределения кольцевых напряжений.

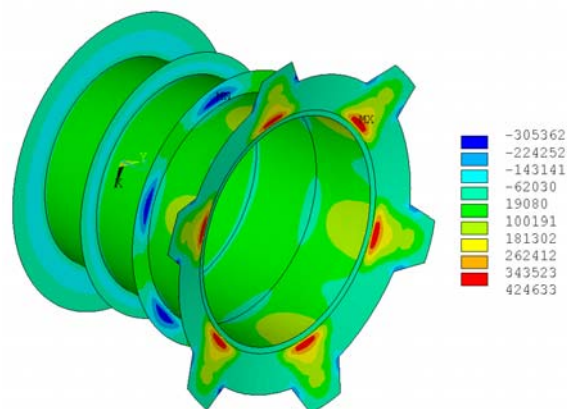


Рис. 5. Характер распределения радиальных напряжений (кг/м^2)

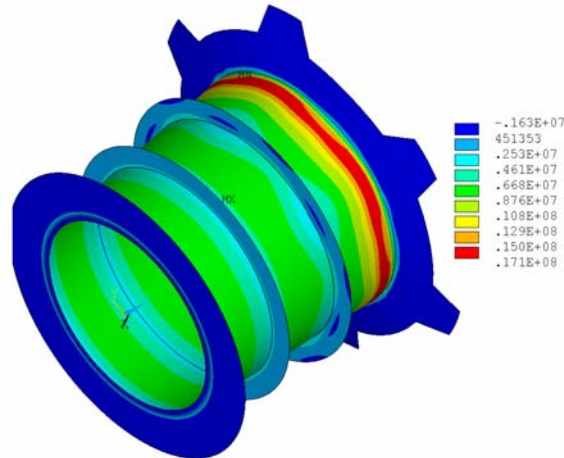


Рис. 6. Характер распределения кольцевых напряжений (кг/м²)

Меридиональные напряжения S_z характеризуются образованием чередующихся зон с растягивающими и сжимающими напряжениями в верхней зоне конической части конструкции. Величины напряжений изменяются в диапазоне от $S_y = -1150$ кг/см² до $S_y = 2510$ кг/см². На рис. 7 приведены величины и характер распределения меридиональных напряжений для наиболее нагруженного участка емкости.

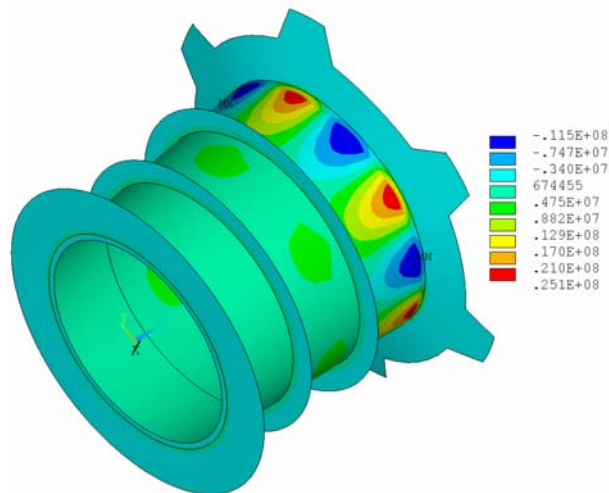


Рис. 7. Характер распределений меридиональных напряжений (кг/м²)

Анализ эквивалентных напряжений S_{von} (VonMises) показал, что взаимное влияние напряжений, возникших в элементах конструкции, приводит к

образованию наиболее напряженных зон в непосредственной близости от участка сопряжения верхнего фланца и конической части конструкции (рис. 8).

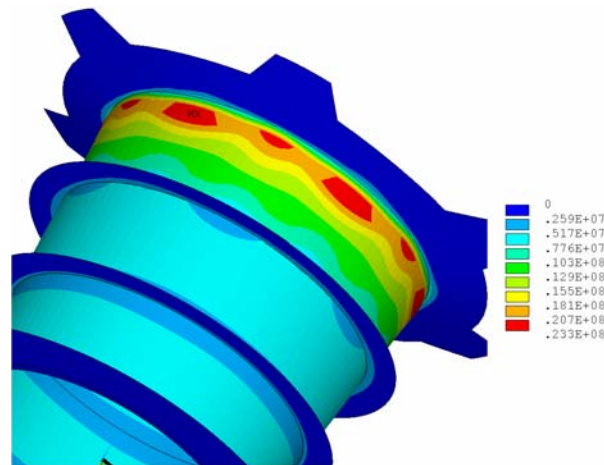


Рис. 8. Характер распределения напряжений S_{von} (кг/см²)

Максимальные значения эквивалентных напряжений достигают величины $S_{von}=2330$ кг/см².

Анализ результатов показывает, что, как и предполагалось, наиболее слабым элементом в конструкции напорного патрубка является тонкостенный переходной конус с приваренными к нему фланцами из-за передачи нагрузки на верхний фланец через разнесенные от оси шпильки. Рекомендуется использовать в качестве единого переходного элемента конус с толщиной стенки, равной толщине основной трубы.

Надійшла до редколегії 09.07.2009 р.

УДК 624.014

Рамы из сварных двутавров с гофрированной стенкой

¹Нилов А.А., к.т.н., ²Мартынюк А.Я., к.т.н., ²Лазнюк М.В., к.т.н.,
²Рыженко С.С., аспирант

¹Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина
²ООО „ПЕМ Украина”, Zeman Group, Украина

Анотація. В даній роботі наводяться приклади виготовлення і застосування рам із двутаврів з гофрованою стінкою, в тому числі зі змінною жорсткістю. Розглядаються питання щодо галузі застосування таких конструкцій, а також особливості їх напружено-деформованого стану та методики проектування.

Аннотация. В настоящей работе приводятся примеры изготовления и применения рам из двутавров с гофрированной стенкой, в том числе и переменной жесткости. Рассматриваются вопросы об области применения таких конструкций, а также особенности их напряженно-деформированного состояния и методики проектирования.

Absrtact. The article highlights the issues of designing and producing of I-profile steel constructions with thin corrugated web and variable stiffness. The producing technology of such constructions has been analyzed.

Ключевые слова: сварные двутавры с гофрированной стенкой, рамы переменного сечения, гибкость стенки, напряженно-деформированное состояние.

Стальные рамы из сварных двутавров переменного сечения в легком строительстве известны достаточно давно. В первую очередь имеется в виду применение рам с так называемой повышенной гибкостью стенки или балок с гибкой стенкой для рамных конструкций. Однако такие конструкции в Украине не имеют широкого применения, так как в отечественных нормах, как известно, отсутствуют указания по расчету таких конструкций.

Несмотря на дальнейшие научные разработки и усовершенствования рам с элементами переменной жесткости, следовало бы остановиться на одном принципиальном моменте. Максимальная известная нам гибкость стенки, которая применяется в некоторых экспериментальных системах, не превышает $\lambda_w = 250 \dots 300$. В то же время появилась возможность замены плоской стенки двутавра на гофрированную, что на практике позволяет применить гибкость $\lambda_w = 500 \dots 600$ без местной потери устойчивости.

В настоящее время в Украине накоплен достаточно большой опыт по строительству зданий различного назначения из стальных двутавров с тонкой поперечно-гофрированной стенкой (рис. 1 – 3).



Рис. 1. Спортивный комплекс (пролет 39 м) в Киевской области



Рис. 2. Цех кокильного литья в Луганской области

Рамы, изготовленные из двутавров с гофрированной стенкой, с успехом удовлетворяют следующие требования, предъявляемые к легким металлическим конструкциям (ЛМК) [1, 2]:

- уменьшение массы расходуемого металла;
- повышение производительности труда при изготовлении и монтаже конструкций;
- повышение скорости возведения зданий и сооружений;
- значительное снижение стоимости стальных конструкций.

Следует также отметить, что двутавры с гофрированной стенкой с успехом могут служить альтернативой дефицитным прокатным балочным и широкополочным двутаврам, которые не изготавливаются в Украине [3].

А использование их вместо традиционных сварных двутавров приводит к экономии стали более 18 % [4].

Несмотря на такое очевидное преимущество гофрирования стенок двутавра, с целью дополнительной экономии стали в настоящее время все чаще находят применение элементы рам переменного сечения с гофрированной стенкой (рис. 3). Существующее на украинских заводах оборудование, разработанное специалистами австрийской фирмы Zeman Group [2], позволяет изготавливать такие конструкции.



Рис. 3. Конструкции производственного цеха по производству безалкогольных напитков в Автономной Республике Крым

Изготовление двутавров с гофрированной стенкой переменного сечения, как правило, требует лишь одной дополнительной операции — косога рез гофрированной стенки. Эта операция выполняется только автоматическим способом с применением роботов. В итоге из одного двутаврового профиля после реза стенки и приварки поясов образуются два (рис. 4).

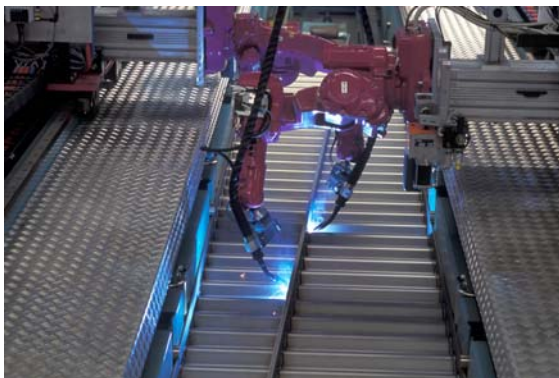


Рис. 4. Линия для изготовления двутавров с гофрированными стенками

Изменение сечения двутаврового профиля приводит не только к уменьшению расхода стали на стенку, но и к уменьшению геометрических размеров баз колонн, для которых, как правило, используется толстый листовой прокат. Вследствие этого при значительной длине здания и соответственно значительном количестве стоек рам происходит достаточно ощутимая экономия стали.

Дополнительные исследования НДС двутавров с гофрированной стенкой переменного сечения с помощью конечно-элементного анализа в ПК ЛИРА показало, что изменения эпюры касательных напряжений не происходит, как в обыкновенных двутаврах с переменной высотой сечения [5]. Касательные напряжения распределяются практически по закону прямой линии, как и у двутавров с гофрированной стенкой постоянного сечения. Это дает возможность сделать вывод о том, что такие конструкции по критериям прочности следует рассчитывать как и двутавры с гофрированной стенкой постоянного сечения. Устойчивость таких конструкций на данном этапе проверяется по рекомендациям [5, 12, 13] как для сплошностенчатых двутавров. Правомерность такого расчета, а также определение расчетных длин сжатых стержней с гофрированной стенкой переменного сечения требуют дополнительных исследований и уточнений.

Однако в настоящее время наибольшее распространение получили рамы из двутавров с гофрированной стенкой постоянного сечения. Поэтому именно такие конструкции в первую очередь нуждаются в создании методики проектирования в соответствии с действующими нормативными документами.

Расчет прочности рамных элементов симметричного двутаврового сечения с гофрированной стенкой предполагается производить по формуле

$$\frac{N}{A_{2fn} R_y \gamma_c} \pm \frac{M_x}{A_{fn} h_l R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (1)$$

где A_{2fn} – площадь нетто двух поясов двутавра; A_{fn} – площадь нетто соответственно одного пояса; $h_l = h_w + t_f$ – расстояние между центрами тяжести поясов.

Некоторым увеличением продольной силы в наклонных поясах можно пренебречь, так как в реальных конструкциях этот угол составляет незначительную величину (менее 10°) [12]. Увеличения же продольной силы в поясах за счет перераспределения на них доли поперечной силы не происходит, так как пояса не включаются на работу Q .

Устойчивость элементов рам двутаврового сечения с гофрированной стенкой, подверженных влиянию сжатия и изгиба, проверяется:

- из плоскости стенки, как для отдельных центрально-сжатых поясов двутавра;
- в плоскости изгиба (в плоскости стенки) как для стержня в целом [6–8].

В нормах [6] и работе [7] расчет устойчивости колонн с поперечно-гофрированной стенкой предлагается производить по методике расчета сжатых сквозных конструкций:

$$\frac{N}{\varphi_e A_{2f}} \leq R_y \gamma_c, \quad (2)$$

где φ_e – нормативный [6, 9] коэффициент, который определяется как для внецентренножатого стержня сквозного сечения в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$. Приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$ определяется по гибкости λ , которая в свою очередь определяется для симметричного сечения по радиусу инерции $r_x = 0,5h_1$ и относительного эксцентриситета $m = eA_f h_1 / J_f$.

При этом предполагается, что двутавр с гофрированной стенкой заменяется моделью из двух полос, соединенных бесконечно тонкой, но конечно-податливой на сдвиг стенкой, т.е. расчет предполагается проводить с учетом сдвиговых деформаций. Однако авторы не знают других авторитетных литературных источников, в которых бы присутствовали указания на расчет сплошностенчатых стержней с учетом деформаций сдвига независимо от толщины стенки. Как следует из [14], учет касательных напряжений приводит к уменьшению критической силы не более 2...3 % при гибкости стержней 30 и более. Поэтому для всех практических значений гибкости расчет на устойчивость стержней может производиться без учета сдвиговых напряжений.

Подтверждением этого факта служит и методика расчета двутавров с плоской гибкой стенкой с учетом закритических деформаций при потере местной устойчивости стенки, расчет которых производится как для сплошностенчатых стержней [9]. К этому стоит добавить, что сдвиговые деформации в двутаврах с гофрированной стенкой на 15...20 % меньше, чем в двутаврах с плоской гибкой стенкой [10].

При исследовании в работе [7] податливости гофрированной стенки и ее влияния на устойчивость стержня отмечалось, что создание теоретической модели и определение зависимости деформаций сдвига гофрированной

стенки от поперечной силы чрезвычайно затруднено, так как податливость стенки зависит не только от деформаций сдвига, но и от местной неустойчивости гофров. Однако в Украине в настоящее время используются конструкции с такими параметрами синусоидальных гофров, которые не только не допускают потерю местной устойчивости гофров и гофрированной стенки в целом [2, 4, 8], но и имеют значительной меньшую деформативность по сравнению с треугольными гофрами [6, 7].

На основании этого предлагается расчет таких конструкций вести как для сплошностенчатых стержней, принимая коэффициент формы сечения равным 1, а гибкость по формуле $\lambda = \ell_{ef} / i$.

Проведенные в настоящее время экспериментальные исследования стержней с поперечно-гофрированной стенкой синусоидального очертания, подверженных сжатию и сжатию с изгибом [11], выявили только местные формы потери устойчивости поясов (рис. 5). В настоящее время авторы проводят подготовку к проведению дополнительных экспериментальных исследований.



Рис. 5. Экспериментальные исследования стержней с поперечно-гофрированной стенкой синусоидального очертания, подверженных сжатию с изгибом

В заключение следует сказать, что обеспечение устойчивости рамных стержней в плоскости наибольшей жесткости, как правило, на практике не является решающим фактором. Однако в последнее время в Украине (рис. 2) и в Австрии (рис. 6) нам приходилось решать ряд задач, связанных с проектированием промышленных объектов, в которых требовались достаточно высокие стойки при значительном ограничении развития сече-

ния, накладываемым технологическими и другими требованиями. В связи с этим вопрос об уточнении методики расчета внецентренножатых элементов двутаврового сечения с гофрированной стенкой стоит еще острее.



Рис. 6. Цех металлопрокатного завода в г. Линце (Австрия)

Литература

- [1] Максимов Ю.С., Остриков Г.М. Стальные сварные двутавровые сечения с гофрированными стенками – перспективные и эффективные строительные конструкции // Экспресс-информ. – Алматы: KAZGOR, 2008. – № 1(55). – С. 24 – 27.
- [2] Siokola, W. Wellstegträger. Herstellung und Anwendung von Trägern mit profilierten Steg. Stahlbau 66 (1997) Heft 9. – 595 s.
- [3] Максимов Ю.С., Остриков Г.М. Технично-економічні характеристики сортамента сварных двутавровых профилей с гофрированными стенками // Экспресс-информ. – Алматы: KAZGOR, 2008. – № 2 (56). – С. 22 – 28.
- [4] Нилов А.А., Лазнюк М.В. Уточнение расчета тонких поперечно гофрированных стенок изгибаемых элементов двутаврового сечения с различной формой и параметрами гофров // Науковий вісник будівництва: Зб. наук. пр. – Харків: ХДТУБА, 2006. – Вип. 37. – С. 91 – 100.
- [5] Білик С.І. Рациональні сталеві каркаси мало енергоємних будівель із двотаврів змінного перерізу: Автореф. дис. ... докт. техн. наук / КНУБА: 05.23.01. – К., 2008. – 33 с.
- [6] СНиП РК 5.04-23-2002. «Стальные конструкции». – Астана: Комитет по делам строительства Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан, 2003. – 118 с.
- [7] Огневой В.Г. Исследование работы стальных колонн одноэтажных промышленных зданий с тонкой гофрированной стенкой: Автореф. дис. ... канд. техн. наук / ВГАСА: 05.23.01 – Воронеж, 1994. – 19 с.
- [8] Нилов А.А., Лазнюк М.В., Мартынюк А.Я. К вопросу о нормативном обеспечении проектирования стальных двутавров с гофрированными стенками // Збір. наук. пр. Українського науково-дослідного та проектного інституту

- сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / Відп. ред. О.В. Шимановський. – К.: Вид-во «Сталь», 2008, вип. 1. – С. 44 – 53.
- [9] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [10] Бирюлев В.В., Кошин И.И., Крылов И.И., Силевестров А.В. Проектирование металлических конструкций: Спец. курс. Учеб. пособие для вузов. – Л.: Стройиздат, 1990 – 432 с.
- [11] Behavior and Application of SIN Corrugated Web Beams and Columns // Yanlin GUO / Department of Civil Engineering, Tsinghua University, 2008. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство). – М.: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2005. – 656 с.
- [13] Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций: Учеб. для строительных вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 2001. – 551 с.
- [14] Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. – М.: Физматгиз, 1959. – 544 с.

Надійшла до редколегії 24.06.2009 р.

УДК 624.97:624.014

Планирование обслуживания высотных сооружений на основе стоимостных показателей

Губанов В.В., к.т.н.

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

Анотація. У статті аналізуються вартісні характеристики ремонтів і стратегії технічного обслуговування висотних споруд в умовах корозійного зносу. Металеві ґратчасті башти і димарі розглядаються в процесі життєвого циклу з урахуванням особливостей вітрових навантажень. На конкретних прикладах приводяться вартісні характеристики ремонту протикорозійного захисту споруд.

Аннотация. В статье анализируются стоимостные характеристики ремонтов и стратегии технического обслуживания высотных сооружений в условиях коррозионного износа. Металлические решетчатые башни и дымовые трубы рассматриваются в процессе жизненного цикла с учетом особенностей ветровых нагрузок. На конкретных примерах приводятся стоимостные характеристики ремонта противокоррозионной защиты сооружений.

Abstract. Cost characteristics of repair and maintenance strategies are analysed in the paper for high-rise works under corrosion wear. Steel towers and chimneys are taken during a life cycle allowing for features of wind loads. The cost characteristics are given on repair of corrosion protection for particular high-rise steelworks.

Ключевые слова: высотные сооружения, техническое обслуживание, стоимостные показатели, износ.

Введение. Высотные сооружения являются широко распространенным классом сооружений. В работе рассматриваются основные виды сооружений с металлическим каркасом – решетчатые башни и дымовые трубы, которые работают в сложных условиях и подвергаются интенсивному износу. Поэтому техническое обслуживание и ремонт данных сооружений для обеспечения требуемой долговечности являются важной проблемой. В имеющихся документах, относящихся к высотным сооружениям, регламентация обслуживания сводится к рекомендациям по обследованию и ремонту для дымовых труб [7, 9] и для сооружений с металлическим каркасом в целом [1]. Но задача технического обслуживания состоит в планировании мероприятий по обслуживанию. Проблема выглядит таким образом: какие мероприятия проводить, в какие сроки и в каком объеме, чтобы обеспечить нахождение параметров сооружения в заданных пределах. Нерешенными остаются конструктивные мероприятия при проектировании сооружения для повышения эффективности обслуживания.

Отдельные аспекты планирования эксплуатации приведены в [3, 4] для промышленных и жилых зданий, согласно которым существует два

метода ремонтів: планово-предупредительный и по результатам обследования. Планирование имеет вид ремонтів с заданной периодичностью на основании усредненных показателей износа. Сравнение стоимостных характеристик вариантов ремонтів и выбор рациональных решений не предусмотрены в данных методах эксплуатации. В [2, 5] рассматриваются экономические аспекты эксплуатации зданий, но без увязки с начальными конструктивными решениями и запасами несущей способности.

Вопросы оптимизации стоимости зданий и методов их обслуживания кратко рассмотрены в [6] для жилых зданий с разнородными конструктивными элементами. В этой работе указывается, что оценка общих затрат на строительство и техническое обслуживание зданий является «достаточно приближенной». В новом капитальном издании [10] рассматриваются в основном организационно-экономические аспекты планирования обслуживания и отмечается, что «ремонтные работы все более становятся не формальным комплексом плановых мероприятий, а объектом управления». Практические рекомендации в упомянутых выше работах относятся к гражданским зданиям и не применимы для высотных сооружений.

В зарубежной практике имеются многочисленные работы (обзор см. в [11]), в которых исследуются вероятностные аспекты планирования обслуживания сооружений в течение жизненного цикла, преимущественно для железобетонных мостов.

Таким образом, актуальным является исследование методов планирования эксплуатации высотных сооружений в течение жизненного цикла, а также влияние начальных конструктивных параметров на стоимость работ по обслуживанию.

Цель работы. Формализация конструктивных и эксплуатационных параметров, разработка стоимостных моделей эксплуатации и стратегий обслуживания, а также методов выбора рациональной стратегии обслуживания высотных сооружений в условиях коррозионного износа. Решение этих задач является основой для оптимизации сооружения в течение жизненного цикла с учетом вероятностного характера влияющих факторов, а также построение системы управления обслуживанием на основании корректирующих мероприятий.

Основная часть. Начальной стадией для планирования обслуживания на основе стоимостных показателей является формализация основных параметров сооружений, влияющих на технические характеристики отремонтированного сооружения и на стоимостные показатели. В конструктивном отношении высотные сооружения содержат следующие основные элементы:

- стержневые элементы решетчатых несущих конструкций;
- листовые элементы фасонки, ребер, пластин;
- листовая оболочка дымовых труб и газоотводящих стволов;
- конструкции средств доступа: лестницы, площадки, ограждения.

С точки зрения планирования обслуживания нет необходимости рассматривать все возможные виды повреждений этих элементов, поскольку они сводятся к нескольким основным видам ремонта. В табл. 1 представлены основные виды работ и их параметры, необходимые для определения стоимости работ.

Таблица 1

№	Вид работ	Показатели
1.	Ремонт противокоррозионной защиты	m_k – масса конструкций a_k – площадь конструкций s_k – количество слоев покрытия m_{km} – расход материалов k_{kp} – коэффициент способа очистки k_{ks} – коэффициент вида конструкций k_{kh} – коэффициент высоты выполнения работ
2.	Усиление существующих элементов с заменой или без	m_{rm} – масса конструкций усиления m_{cr} – масса конструкций для временного закрепления k_{rs} – коэффициент вида усиливаемых или заменяемых элементов k_{rh} – коэффициент высоты выполнения работ
3.	Устройство средств доступа	k_{sh} – коэффициент вида средств доступа m_s – характеристика объема средств доступа k_{sh} – коэффициент высоты выполнения работ m_{sl} – характеристика устанавливаемого дополнительного оборудования

Структура стоимостных показателей для высотных сооружений имеет важное значение, поскольку в стоимости ремонтных работ существенное значение имеет стоимость средств доступа. Общая стоимость сооружения в течение жизненного цикла составляет:

$$C_{общ} = C_n + C_э,$$

где C_n – стоимость строительства; $C_э$ – стоимость обслуживания за требуемый срок службы.

В свою очередь, стоимость строительства металлоконструкций без учета технологического оборудования можно представить в виде

$$C_n = C_m + C_{изг} + C_{стр} + C_{корр} + C_{сд},$$

где C_m – стоимость материала; $C_{изг}$ – стоимость изготовления; $C_{стр}$ – стоимость монтажа; $C_{корр}$ – стоимость материалов и выполнения противокоррозионной защиты; $C_{сд}$ – стоимость средств доступа.

Стоимость обслуживания:

$$C_n = C_{осм} + C_{обсл} + C_n + C_{осн},$$

где $C_{осм}$ – стоимость осмотров; $C_{обсл}$ – стоимость обследований; C_n – стоимость подготовительных работ, включает в себя стоимость обустройства рабочего места – лестницы, люльки, установка отводных блоков и т.д.; $C_{осн}$ – стоимость основных работ по ремонту.

Стоимость C_n является величиной постоянной, зависящей от параметров сооружения, C_9 – случайной величиной, поскольку часть работ по ремонту можно запланировать и учесть, а часть – зависит от результатов осмотра. C_n – зависит от вида и объема ремонтных работ, участка выполнения работ (по высоте и в сечении).

Для выполнения численных исследований запишем характеристики стоимости как функции показателей, описывающих работы по обслуживанию. Стоимость работ получается произведением некоторого базового показателя, общего для всех видов сооружений, на поправочные коэффициенты, зависящие от вида сооружения и условия проведения работ. Значения коэффициентов определяются на основании анализа и обобщения сметных расчетов. Соответственно, для ремонта противокоррозионной защиты, усиления, замены и устройства средств доступа получаем:

$$C_{кор} = k_d (a_k c_k (s_k) k_{kp} k_{ks} k_{kh} + a_k m_{km} c_{km});$$

$$C_{yc} = k_d (m_{rm} c_{re} k_{rs} k_{rh} + m_{rm} (c_{rm} + c_{ru}));$$

$$C_{зам} = k_d ((m_{cm} + m_{cr}) c_{re} k_{rs} k_{rh} + m_{cr} c_{cd} k_{rs} k_{rh} + m_{cm} (c_{rm} + c_{ru}));$$

$$C_n = k_d (m_s (c_{se} + c_{sd}) k_{cs} k_{ch} + m_{sl} c_{cl}),$$

где $c_k(s_k)$ и c_{km} – стоимость выполнения работ по противокоррозионной защите 1 м^2 поверхности дымовой трубы высотой до 60 м; c_{km} – стоимость материалов противокоррозионной защиты на 1 кг ;

c_{re} – стоимость монтажа элементов усиления на 1 т для высоты до 25 м;
 c_{se} – стоимость устройства средств доступа, устанавливается отдельно в зависимости от категории доступа и вида конструкций; c_{cd} , c_{sd} – стоимости демонтажа элементов усиления и средств доступа для тех же показателей; c_{rm} , k_{cs} – стоимость металлопроката и изготовления металлоконструкций на 1 т; c_{cl} – стоимость установки дополнительного оборудования; k_d – коэффициент перехода от прямых затрат к сметной стоимости, учитывающий общепроизводственные расходы, статьи затрат по сводному сметному расчету, а также налоги.

Стоимость изготовления средств доступа, конструкций временного закрепления и соответствующих материалов не учитывается, поскольку предполагается, что они являются инвентарными. Стоимость монтажа включает прямые затраты, за вычетом стоимости материалов.

Стратегия эксплуатации. Планирование эксплуатации начинается с выбора стратегии эксплуатации. Основным повреждением высотных сооружений является коррозионный износ различных видов, который приводит к уменьшению толщины элементов и снижению несущей способности. Другие виды износа – в виде накопления случайных повреждений (искривлений, погибей и др.) можно свести к снижению несущей способности, аналогичному влиянию коррозионного износа. В зависимости от допустимости износа, его предупреждения или ликвидации последствий можно определить следующие основные стратегии эксплуатации:

1. Без ремонта противокоррозионной защиты с допущением коррозионного износа.
2. Восстановление защитных покрытий для обеспечения полного отсутствия коррозии.
3. Восстановление защитных покрытий с допущением частичного коррозионного износа.
4. Восстановление защитных покрытий с допущением частичного коррозионного износа, а также возможной необходимости ремонта и усиления отдельных элементов.
5. Восстановление защитных покрытий с допущением частичного коррозионного износа, а также замены элементов.

В первой стратегии запас по несущей способности и защита конструкций от коррозии заложены в таком объеме, что обслуживание сводится к редким осмотрам для предотвращения аварийных ситуаций.

Рассмотрим предельный случай эксплуатации конструкций без защитных покрытий. Поскольку ветровая нагрузка является основной на высотные сооружения и зависит от срока службы, то с увеличением срока эксплуатации (и уменьшением остаточного срока службы) расчетная нагрузка на сооружение будет уменьшаться. Соответственно, несущая способность будет обеспечена при меньших сечениях элементов. В табл. 2 приведены минимально допустимые толщины элементов и соответствующие им скорости износа для башен и дымовых труб.

Таблица 2

Срок эксплуатации, лет	Дымовые трубы		Решетчатые башни	
	минимальная толщина	скорость коррозии, мм/год	минимальная толщина	скорость коррозии, мм/год
0	10,0	–	10,0	–
5	9,4	0,11	9,4	0,12
10	9,2	0,08	9,2	0,09
20	8,6	0,07	8,5	0,08
25	7,8	0,09	0,08	0,08
30	–	–	7,4	0,09
35	–	–	6,2	0,11
40	–	–	–	–

Значения в табл. 2 получены при следующих условиях:

- доля постоянной нагрузки в начале эксплуатации принята 15 % от полной;
- учтено увеличение доли постоянной нагрузки с увеличением срока службы;
- несущая способность стержневых элементов линейно зависит от толщины элемента; для оболочек труб, рассчитываемых на устойчивость, данная зависимость принята в запас квадратичной.

Из табл. 2 видно, что допустимыми оказываются скорости коррозионного износа, соответствующие среднеагрессивной среде. Представляет интерес зависимость допустимых скоростей износа от начальной толщины элементов (рис. 1). Из графика видно, что допустимая скорость износа увеличивается с увеличением начальной толщины элементов. Это связано с тем, что влияние спада ветровой нагрузки возрастает с увеличением толщины элементов. Поскольку начальная защита поверхности металлоконструкций должна быть выполнена, реальные скорости коррозии могут быть выше. Следует отметить, что данные скорости являются средними, в большинстве высотных сооружений имеются области, где износ выше.

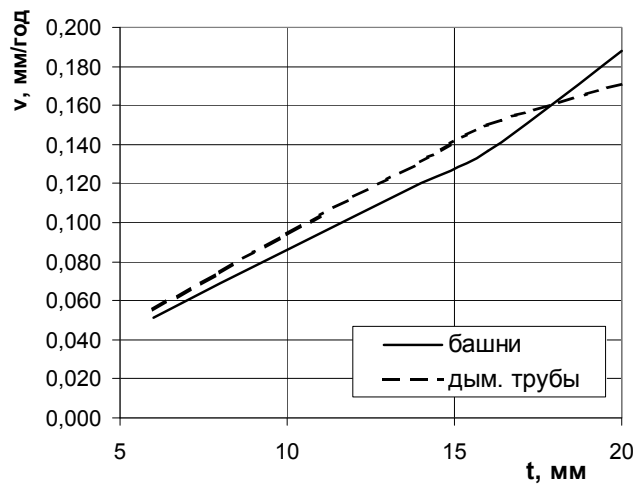


Рис. 1. Зависимость допустимых скоростей износа от начальной толщины элементов

В [8] подразумевается использование второй стратегии поскольку запас несущей способности не допускается, также не допускается увеличение толщины элементов с учетом коррозионного износа. Вместе с тем, в типовых проектах дымовых труб малых котельных заложен запас по толщине: при проектных 4...6 мм толщины оболочки оговаривается минимальная толщина 3 мм. В более явном виде этот подход использован в международных нормах проектирования металлических дымовых труб CICIND [12], где назначается запас по толщине 0...3 мм в зависимости от агрессивности среды и используемых материалов (отсутствие запаса соответствуют использованию коррозионно-стойких сталей).

Следует отметить, что в любом случае при устройстве ремонтного покрытия будет иметь место повреждение предыдущего покрытия, а следовательно и какая-то степень коррозионного износа конструкций. Поэтому осуществление этой стратегии возможно, если восстанавливать защитное покрытие до его разрушения.

В качестве примера рассмотрим дымовую трубу высотой 60 м. В табл. 3 приводится сметная стоимость восстановления для различных типов покрытий на единицу массы трубы (в ценах 2009 г.). Показатели стоимости работ определены на основе составления смет в комплексе АВК-5. Стоимости материалов приняты по отпускным ценам поставщиков. Количество восстановлений покрытий принято на основании опыта эксплуатации сооружений и данных справочной литературы для срока службы 30 лет. Общая стоимость определялась по формуле

$$C = \sum_{i=1}^n C_i (1 + \alpha)^{-t_i},$$

где n – количество восстановления покрытий; t_i – время до восстановления покрытия; α – коэффициент приведения разновременных затрат (принимался 0,1).

Таблица 3

Вид окрасочных материалов	Стоимость, грн./т				Кол-во восстановлений покр.	Общая стоимость, грн./т
	Работы по окрашиванию	Материалы	Устройство средств доступа	Всего		
Акрил-стирольная	664,1	320,0	181,4	1165,5	8	3502,7
ХС-010 + 2 сл. ХВ-785	664,1	508,2	181,4	1353,8	5	2930,2
Миоцинк	664,1	658,8	181,4	1504,3	4	2686,2
ЭП-057 + ЭП773	664,1	4592,9	230,6	5487,6	2	6801,3

Из табл. 3 видно, что наиболее оптимальным является использование покрытий средней стоимости со сроком службы 6...8 лет. В этом случае стоимость обслуживания труб составляет 12...18 % процентов от первоначальной стоимости конструкций. Для башен срок службы больше и больше площадь элементов на тонну. Поэтому стоимость обслуживания составляет для тех же покрытий 5400...5650 грн./т, а процент от первоначальной стоимости 20...25 %.

Третья стратегия включает в себя комбинацию первых двух. Возможны следующие варианты стратегии при скоростях износа выше указанных в табл. 2:

- восстановление требуемое количество раз противокоррозионной защиты для достижения необходимых показателей долговечности;
- увеличение толщины элементов.

Для дымовой трубы, рассмотренной выше, при средней толщине стенки 10 мм увеличение толщины на 2 мм приводит к увеличению стоимости строительства на 20 % при максимально допустимой скорости коррозии 0,07 мм/год, характерной для среднеагрессивной среды. По стоимости это сопоставимо со стоимостью восстановления противокоррозионной защиты. Поэтому данное решение может оказаться эффективным для сооружений с толщиной элементов более 16 мм: высоких дымовых труб и решетчатых башен высотой более 100 м с решеткой из толстостенных труб.

При планировании мероприятий с использованием четвертой стратегии необходимо учесть:

- неоднородность коррозионного износа элементов сооружения в зависимости от их конструктивных особенностей и высоты;
- разную степень ремонтпригодности элементов, например, значительно труднее усилить фасонки башен и пояса, чем элементы решетки;
- особенности повреждаемости различных элементов сооружения;
- соотношение стоимости постоянных средств доступа на конструкции и устройства временных монтажных.

Пятая стратегия относится к второстепенным элементам высотных сооружений – лестницам, площадкам, ограждению, молниезащите. Из-за меньшей толщины эти элементы более чувствительны к износу, а восстановление их защитных покрытий без окрашивания всех конструкций не производится из-за высокой стоимости вспомогательных работ. Если использовать вторую стратегию, то стоимость ремонта защитных покрытий будет составлять 30...40 % от их первоначальной стоимости.

Выводы

1. Проведенный анализ стоимостных показателей восстановления противокоррозионной защиты показал, что наиболее экономичным решением для высотных сооружений типа дымовых труб и решетчатых башен является использование покрытий со сроком службы 6...8 лет. При этом учет имеющихся запасов несущей способности элементов и характеристик ветровых нагрузок позволяет получить дополнительную экономию из-за уменьшения числа восстановлений защитных покрытий.
2. Предложенный подход к планированию мероприятий возможно использовать для локальных повреждений конструкций, ремонт которых включает усиление и замену отдельных элементов, а также для высотных сооружений с другими конструктивными параметрами.
3. Износ конструкций имеет вероятностную природу, поэтому для планирования мероприятий по техническому обслуживанию высотных сооружений с заданным уровнем достоверности необходимо выполнить статистический анализ экономических факторов и параметров износа и разработать соответствующие методики для принятия решений.

Литература

- [1] ДБН 362–92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації / Держбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 1995. – 47 с.
- [2] Колотилкин Б.М. Надежность функционирования жилых зданий. М.: Стройиздат, 1989. – 376 с.

- [3] Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд / Держкомітет будівництва, архітектури та житлової політики України. – Київ, 1997. – 144 с.
- [4] ОРД 00 000 89. Техническая эксплуатация стальных конструкций производственных зданий // Министерство черной металлургии СССР. – М., 1989. – 96 с.
- [5] Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. / Научное издание. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 256 с.
- [6] Ройтман А.Г. Надежность конструкций эксплуатируемых зданий. – М. Стройиздат, 1985. – 175 с.
- [7] Руководство по эксплуатации промышленных дымовых и вентиляционных труб / Российский комитет по металлургии – М.: 1993. – 92 с.
- [8] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [9] СП 13-101-99. Правила надзора, обследования, проведения технического обслуживания и ремонта промышленных дымовых и вентиляционных труб. – М.: Госстрой России, 1999. – 25 с.
- [10] Тарасевич Е.И. Управление эксплуатацией недвижимости. – СПб.: Издательство “МКС”, 2006. – 838 с.
- [11] Frangopol DM, Kurt Maute. Life-cycle reliability-based optimization of civil and aerospace structures. In Computers and structures No 81, 2003. – P. 397 – 410.
- [12] Model Code for Steel Chimneys. CICIND, 1999.

Надійшла до редколегії 01.07.2009 р.

УДК 69 (075)

Обследование куполов промышленных сооружений

Тур В.И., к.т.н., **Карсункин В.В.,** к.т.н.

Ульяновский государственный технический университет, Россия

Анотація. У доповіді розглядаються результати обстеження технічного стану двох куполів шламбасейнів цементного заводу і їх розрахунків з урахуванням виниклих спотворень геометричної форми, ослаблення перерізів і змін навантажень.

Аннотация. В докладе рассматриваются результаты обследования технического состояния двух куполов шламбасейнов цементного завода и их расчет с учетом возникших искажений геометрической формы, ослабления сечений и изменений нагрузок.

Abstract. The results of technical state's inspection of sludge reservoirs of cement factory's two domes and their calculation (taking in account arising geometric shape's distortion, slackening of sections and changing of load) are examined in the report.

Ключевые слова: стальной купол, обследование, измерение деформаций, расчет с учетом дефектов.

Характеристика объекта исследований. Здание горизонтальных шламбасейнов построено на основании проекта Южгипроцемента (г. Харьков), разработанного в 1957-1958 гг., и состоит из двух шламбасейнов диаметром по 35 м, объединенных крытым переходом. Непосредственно шламбасейны перекрыты металлическими ребристыми куполами диаметром 42 м с высотой подъема 11,7 м. Каждый купол состоит из восьми полуарок (ребер), нижнего опорного кольца, трех промежуточных колец и верхнего опорного кольца диаметром 1700 мм, над которым выполнен свето-аэрационный фонарь. Ребро купола имеет три излома по длине, выполнено одного сечения по всей длине из двутавра № 45. Соединение ребер и колец на сварке и болтах. Проектное решение покрытия состоит из железобетонных плит, пенобетона (объемной массой 400 кг/м³, толщиной 80 мм), цементной стяжки и асбестоцементных волнистых листов.

Опираение купола через нижнее опорное кольцо осуществляется на пилястры несущих стен здания. При строительстве купола допущено ряд отступлений от проекта, в частности железобетонные плиты уложены не полностью, частично они заменены деревянным настилом, а конструкция кровли отличается от проектной.

Купола эксплуатируются более 40 лет во влажной среде и в условиях повышенной коррозионной опасности, существенных ремонтов несущих конструкций покрытия в течение этого периода не производилось.

На момент обстеження кровля і покриття на одному з куполів, позначимо його № 1, були частково демонтовані. Загальний вигляд купола до початку обстеження наведено на рис. 1.



Рис. 1. Купол № 1 до початку обстеження

Цей купол, як показали результати обстежень, виявився більш пошкодженою, ніж другий купол № 2. Тому подальше обговорення матеріалів досліджень буде проходити стосовно більш пошкодженого купола № 1.

Що стосується стану конструкцій купола № 2, то в ньому не зафіксовано серйозних викривлень несучих елементів, характерних для купола № 1. Відмінною особливістю сталевих несучих конструкцій купола № 2 є наявність антикорозійного покриття, нанесеного незадовго до початку обстеження з грубим порушенням технології, виразившись в нанесенні покриття поверх ржавчини. Вибірочний контроль окрасочного покриття показав його слабку адгезію і високу проникність для агресивних серед. Тому точне визначення технічного стану конструкцій купола № 2 в даний момент неможливо внаслідок закриття кородованих ділянок шаром лакофарбового матеріалу. Особливо небезпечною такою ситуацією в вузлових з'єднаннях і верхньому поясі ферм проміжних кілець купола як найбільш уразливих ділянок каркаса купола.

Результати обстежень купола № 1. В відповідності з проектом несучі ребра купола виконані з прокатного профіля – двутавра № 45. Для забезпечення можливості устроювання плоскої кровлі і укладання типових залізобетонних плит ребра купола на ділянках між кільцями виконані прямолинійними з відстанями в вузлах 6 м.

На опорних ділянках ребра купола мають утолщення для підвищення несучої здатності і жорсткості конструкції купола.

При проведенні обстеження зафіксовані искривлення ряду несущих ребер купола. В частині значительные искривлення має ребро, представленне на рис. 2. Подібне искривлення має і протилежне йому ребро. Ці искривлення не зафіксовані в попередніх звітах, і тому можна передбачити недавній характер цих дефектів. Искривлення такого роду характерно для випадків можливої втрати стійкості просторової схеми купола і являються ознакою аварійного стану конструкції.



Рис. 2. Искривленне ребро купола

Обстеження металевих елементів куполів виявило значительную корозію ребер і колек, внаслідок постійної високої вологості повітря в приміщеннях шламбасейнів, практично повній відсутності фарбованого шару і грунтовки на металевих конструкціях, несприятного впливу оточуючої середовища на металеві конструкції внаслідок руйнування кровлі. Зменшення площі сечення ребер і колек по окремим елементам становить 25 – 35 %. Найбільш інтенсивно корозією пошкоджені стінки двутаврів.

Нижнє опорне кільце купола виконано в відповідності з проектом із двутавра № 36. Стінка двутавра в відповідності з рекомендаціями обстеження 1989 г. укріплена сплошної металевий стрічкою з листа (220x6) мм по всій довжині з приваркою сплошним швом з однієї сторони стінки.

Опорная плита толщиной 40 мм каждого ребра опирается на два катка. К опорной плите приварен металлический квадратный направляющий стержень, который перемещается в углублении каждого катка, что позволяет ребру гарантировано перемещаться в радиальном направлении. Размер плиты в радиальном направлении 400 мм.

При проведении обследования контролировалось смещение опорных катков купола в радиальном направлении наружу, которые составили от 30 мм до 110 мм для разных опор. Зафиксированы прогибы, надрывы, искривления отдельных элементов кольца.

Первое кольцо купола выполнено в виде восьми плоских стальных ферм, шарнирно соединенных с несущими ребрами купола. Верхний пояс фермы выполнен из двух швеллеров № 16, нижний пояс из двух равнополочных уголков № 65, решетка – из двух равнополочных уголков № 60.

Второе кольцо купола выполнено в виде восьми плоских стальных ферм, шарнирно соединенных с несущими ребрами купола. Верхний пояс фермы выполнен из двух швеллеров № 20, нижний пояс из двух равнополочных уголков № 65, решетка – из двух равнополочных уголков № 60.

Фермы первого и второго колец нормально ориентированы к поверхности купола. Третье кольцо выполнено по аналогии с нижним опорным контуром из двутавра № 36. Верхнее опорное кольцо выполнено из того же профиля, что и ребра купола – двутавра № 45.

Значительных механических повреждений элементов колец не выявлено, но отмечена большая коррозия поясов колец по сравнению с элементами ребер, что в определенной степени объясняется типом сечений элементов и их ориентацией в пространстве.

Купол покрыт ребристыми железобетонными плитами пролетом 6 м, опертыми на металлические несущие конструкции. Плиты работают по схеме балочных плит с опорами на разной высоте.

В покрытии купола на момент проведения обследования отсутствовали все треугольные плиты, предусмотренные проектом, и большинство плит 4-го яруса. В более ранних отчетах об обследованиях купола треугольные плиты также отсутствовали, есть основания предполагать, что они изначально не были смонтированы при строительстве объекта. Отсутствие этих плит искажает напряженно-деформированное состояние купольного покрытия и создает резкое перераспределение усилий в элементах конструкции, приводя к совсем иной, нежели проектная, работе элементов купола.

При обследовании было проведено выборочное определение прочности бетона плит покрытия неразрушающим методом по 10 контрольным

точкам с использованием прибора ОНИКС-2М по методике завода-изготовителя.

Обобщая полученные результаты, можно сделать вывод о соответствии бетона плит классу В 30 по прочности на сжатие.

Наиболее характерными дефектами железобетонных плит является повреждение продольных несущих ребер, обнажение арматуры, продольные трещины в ребрах, что свидетельствует о сплошной коррозии рабочей арматуры.

В ходе обследования куполов выявлены значительные разрушения кровли, утеплителя, обрушения части плит покрытия, вследствие чего образовались дыры площадью от 1 м² до 3 – 4 м². Ряд проемов заложен досками без восстановления в полном объеме кровли. Общая площадь проемов, образовавшихся вследствие разрушения покрытия, составляет 8 – 9 % от площади кровли. Различной степени повреждениям подвергнуто 85 % плит покрытия.

В связи с тем, что в процессе обследования были выявлены многочисленные отклонения от проекта как на стадии монтажа, так и на стадии эксплуатации купола был проведен геодезический контроль геометрической схемы купола. Результаты геодезического контроля приведены на рис. 3.

Анализ полученных данных дал возможность сделать вывод о значительных отклонениях реальной геометрической схемы купола от проектной.

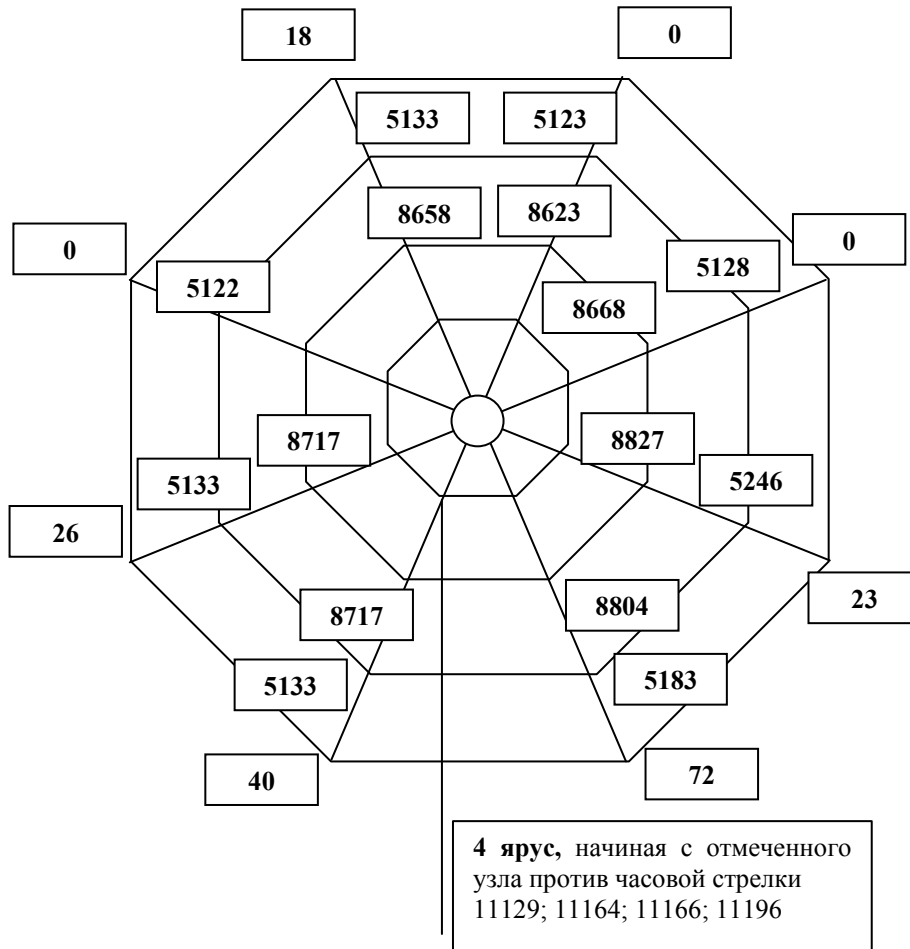
Максимальное отклонение от горизонтальности узлов составило 172 мм на втором промежуточном кольце, причем форма колец не является плоской – кольца имеют ломаное очертание, что самым существенным образом влияет на их пространственную работу.

В соответствии с проектом кровля купола должна выполняться из слоя пенобетона толщиной 80 мм плотностью 400 кг/м³ поверх которого устраивается цементный слой на церезите с железнением.

При обследовании такая конструкция кровли не зафиксирована, отсутствуют также следы ее существования в прошлом.

На момент обследования кровля купола представляла собой конструкцию, характерную для сельскохозяйственных производственных зданий с утеплителем из минеральной ваты, уложеном в пространстве между деревянными прогонами и гидроизоляционным слоем из волнистых асбестоцементных листов.

На основании проведенных исследований состояние несущих и ограждающих конструкций признано предаварийным и требующим проведения незамедлительных ремонтно-восстановительных мероприятий.



Отметки даны в мм
Рис. 3. Вертикальные отметки узлов купола

Расчет конструкций купола. Необходимость расчета конструкций купола возникла в связи с выявленным в процессе обследования серьезным расхождением между проектным характером работы конструкций купола и его реальным напряженно-деформированным состоянием.

За основу расчета был принят купол № 1, как содержащий наибольшее количество выявленных при обследовании дефектов.

В качестве расчетных задач были приняты следующие состояния купола:

- проектная задача, исходные данные для которой приняты в соответствии с проектом купола, разработанным Южгипроцементом;

- задача современного состояния купола с учетом измененной геометрической схемы купола, ослаблений расчетных сечений в результате коррозионного воздействия, отклонений от проекта при монтаже и эксплуатации, выразившихся в отсутствии ряда конструкций покрытия и усиления конструкции нижнего опорного кольца купола, произведенного в соответствии с рекомендациями обследования 1989 г.;
- перспективная задача работы купола с учетом предполагаемой замены покрытия облегченным вариантом с использованием многослойных ограждающих конструкций.

Решение этих задач позволило комплексно оценить напряженно-деформированное состояние конструкций купола во временной перспективе от проекта до стадии дальнейшей эксплуатации после реконструкции и разработать практические рекомендации по усилению конструкций купола.

Основные выводы по результатам расчета состояли в следующем:

- в настоящее время купол характеризуется резким и опасным изменением напряженно-деформированного состояния в элементах, существенно отличающегося от проектного;
- напряженно-деформированное состояние проектного и перспективного купола с облегченным покрытием сравнимы. Облегченная кровля позволяет компенсировать большинство дефектов, полученных куполом на этапах строительства и эксплуатации.

По результатам натурного обследования и расчета купола разработаны рекомендации по усилению конструкции элементов и изменению состава кровли.

Надійшла до редколегії 22.06.2009 р.

УДК 624.074.5

Влияние жесткости отдельных элементов на поведение металлических ребристо-кольцевых куполов

Сиянов А.И., к.т.н.

Винницкий национальный технический университет, Украина

Анотація. Програмними засобами ПК ЛИРА побудовані моделі, проведений розрахунок і виконана оцінка впливу жорсткості окремих елементів на поведінку металевих ребристо-кільцевих куполів. Розглянуті покриття з фіксованою стрілою підйому і змінним діаметром у плані. Описаний характер роботи досліджуваних конструкцій від дії власної ваги і від сумісного впливу власної ваги і прикладеного експлуатаційного навантаження. Викладені чинники, що впливають на параметри напружено-деформованого стану, і встановлені закономірності в поведінці покриттів. Виявлений ступінь завантаженості меридіональних і кільцевих елементів залежно від геометрії конструкцій і діючого навантаження.

Аннотация. Программными средствами ПК ЛИРА построены модели, произведен расчет и выполнена оценка влияния жесткости отдельных элементов на поведение металлических ребристо-кольцевых куполов. Рассмотрены покрытия с фиксированной стрелой подъема и изменяемым диаметром в плане. Описан характер работы исследуемых конструкций от действия собственного веса и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки. Изложены факторы, влияющие на параметры напряженно-деформированного состояния, и установлены закономерности в поведении покрытий. Выявлена степень загруженности меридиональных и кольцевых элементов в зависимости от геометрии конструкций и действующей нагрузки.

Abstract. With the use of software PC LYRA some models have been built. The analysis and assessment of effects due to rigidity influence of individual elements, acting on behavior of metallic ribbed and circular domes was carried out. The roof systems with fixed rise and variations of diameter in plan were under consideration. The characteristic features in behavior of the structures under investigation due to own weight action and joint effect from own weight as well as operating load to be applied were reviewed too. Important factors, influencing on parameters of stress-and-strain state with determination of regularity in the roof system behavior are presented. In addition a degree of loading in meridional and circular elements depending upon geometry of the structures and exerted load is described.

Ключевые слова: металлические ребристо-кольцевые купола, моделирование, расчет, численные исследования, параметры напряженно-деформированного состояния.

Описание проблемы в общем виде и ее связь с важными практическими заданиями. Удивительная архитектурная форма ребристо-кольцевых куполов [1], использующихся в качестве покрытий зданий и сооружений, всегда привлекала потенциальных заказчиков.

Известны случаи, когда на основании сравнительных технико-экономических оценок разных, но круглых в плане типов пространственных конструкций выбор оставался за ребристо-кольцевым куполом. Как правило, подобные решения принимались исходя из опыта расчета, проектирования, строительства и эксплуатации отличающихся по размеру и форме ребристо-кольцевых куполов. Их преимущественные особенности в части совместной работы пересекающихся меридиональных (реберных) и кольцевых элементов, позволяющих обеспечить максимально полное использование прочности материала; зрелищность конструктивного решения, отвечающего современным представлениям об уникальности строительных объектов; возможность получения участков, способствующих созданию верхнего и бокового природного освещения, реализующегося через пространство под куполом, играли достаточно важную и часто решающую роль во время анализа интересных и заслуживающих внимания пространственных покрытий.

Краткий анализ последних исследований и публикаций, в которых положено начало решению данной проблемы и на которые ссылается автор. В настоящее время уже накоплен значительный опыт использования всевозможных по размеру (от сравнительно малых до поистине огромных) ребристо-кольцевых куполов в практике строительства зданий и сооружений различного назначения [2]. Основное применение они получили для покрытий как ранее возведенных, так и вновь запроектированных или уже строящихся религиозных храмов, торговых комплексов, культурных центров, банков, объектов частного сектора, а также при восстановлении старых, хотя и получивших физический износ, но не потерявших своего значения, исторических построек. Причем практически для каждого нового объекта необходимо выполнять большой объем работ по выбору рационального конструктивного решения пространственного покрытия.

Выделение нерешенных вопросов, которым посвящается работа. Как свидетельствует практика строительства, ребристо-кольцевые купола используются чаще всего в качестве большепролетных конструкций [1 – 5], состоящих из множества совместно работающих элементов. Однако заметим, что независимо от геометрии конструкции и ряда других, в большей степени сопутствующих факторов, очевиден различный вклад в работу покрытия отдельных элементов.

Формулирование целей работы. Имея на данный момент в распоряжении современные программные продукты, разработанные как отечественными, так и зарубежными специалистами, появляется реальная возможность с большей степенью точности и достоверности выполнить моделирование и расчет характерных геометрических форм ребристо-

кольцевых куполов. Полученные таким образом результаты можно смело использовать для определения степени загруженности каждого элемента пространственного покрытия. Особый интерес в данном случае представляют конструкции разного диаметра, но с фиксированной стрелой подъема. Следуя этому принципу, можно получить ряд закономерностей, имеющих важный прикладной и практический характер.

Наиболее показательными ребристо-кольцевыми куполами, с точки зрения максимального включения в работу всех элементов, являются те из них, которые сильно уязвимы от действия приложенной эксплуатационной нагрузки.

Отмеченное обстоятельство в первую очередь характерно для ребристо-кольцевых куполов со сравнительно небольшой стрелой подъема.

Исходя из этого, в работе рассмотрено несколько вариантов покрытия, позволяющих перекрывать наиболее распространенные пролеты.

В качестве прикладного программного продукта использовался ПК ЛИРА, с помощью которого выполнялось построение и расчет компьютерных моделей ребристо-кольцевых куполов.

Изложение основного материала исследования с обоснованием полученных научных результатов. Стрела подъема (высота) и количество секторов покрытия принимались одинаковыми. Изменялся только диаметр и, соответственно, размер ячеек пространственных конструкций. Причем, для оценки степени влияния расстояния между узлами количество ячеек с увеличением диаметра принималось как постоянным (рис. 1), так и изменяемым (рис. 2).

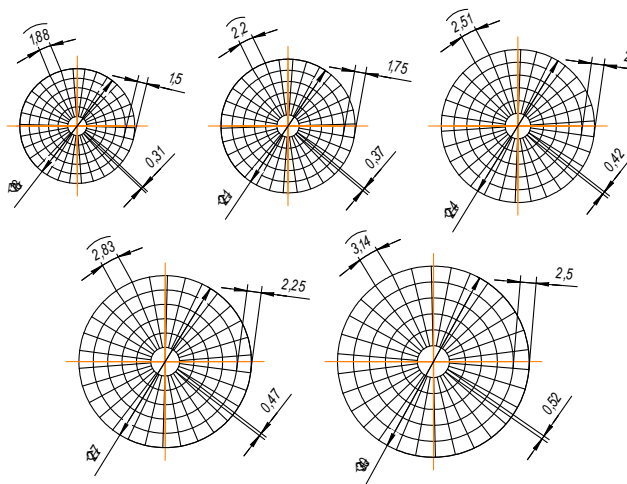


Рис. 1. Схемы куполов с постоянным количеством ячеек

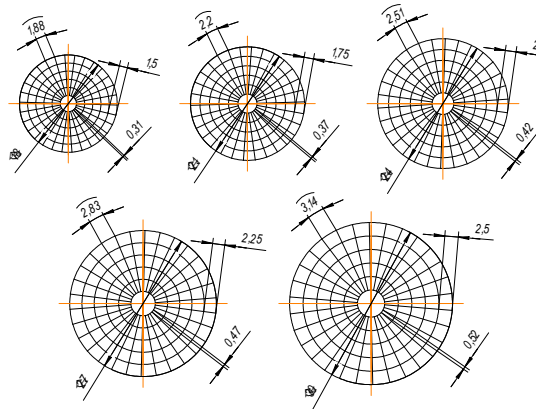


Рис. 2. Схемы куполов с изменяемым количеством ячеек

Формы ребристо-кольцевых куполов создавались с помощью поверхностей вращения, используя стержневые конечные элементы (рис. 3).

Заружение 1

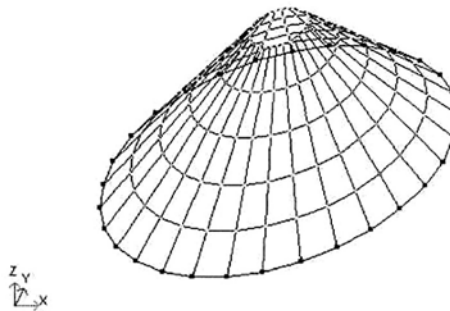


Рис. 3. Конечно-элементная модель ребристо-кольцевого купола

Каждое покрытие воспринимало сосредоточенные нагрузки, которые определялись посредством вычисления грузовых площадей и использования формулы трапеции с учетом условно принятой величины равномерно распределенной нагрузки ($0,2 \text{ т/м}^2$).

Крепление пространственных конструкций осуществлялось в местах пересечения нижнего кольца с меридиональными элементами. Связи в опорных узлах назначались из условия геометрической неизменяемости и минимизации параметров, определяющих поведение куполов.

Формирование компьютерных моделей предусматривало назначение элементам приемлемых профилей. Характеристики жесткости определялись на основании выбранного замкнутого сечения элементов.

В качестве фиксированного габаритного параметра принималась высота H пространственных конструкций, которая составляла 10 м. Диаметр D покрытий варьировался в пределах 18...30 м с шагом 3 м.

Разумеется, указанный диапазон диаметра покрытий отвечал сравнительно небольшим пролетам, однако он находился в тех границах, которые позволяли определить общие закономерности поведения конструкций от действия нагрузок.

Материал элементов подбирался исходя из опыта проектирования и строительства ребристо-кольцевых куполов. Учитывая отсутствие привязанности к каким-либо особым требованиям, предложено использовать сталь наиболее распространенной марки (ВстЗпс).

Количество секторов для всех рассматриваемых покрытий принято 30, благодаря чему максимальная длина кольцевого элемента составила 10,5 % от диаметра купола.

В случае постоянного количества ячеек (табл. 1) соотношение диаметров верхнего и нижнего колец куполов принято с разницей в 6 раз ($d = D/6$), что позволило получить одинаковое расстояние между кольцами (2 м), а соответственно и количество уровней расположения колец (6). Длина меридионального элемента пространственных покрытий составила 2,5 м. Угол наклона ребер к горизонту при увеличении диаметра купола зафиксирован в пределах 53,55...38,45°.

Таблица 1

Геометрические параметры куполов высотой 10 м с постоянным количеством ячеек

Номера куполов	Диаметр кольца, м		Длина кольцевого элемента, м		Угол наклона ребер, °
	верхнего, d	нижнего, D	минимальная	максимальная	
1	3,0	18	0,31	1,88	53,55
2	3,5	21	0,37	2,20	49,16
3	4,0	24	0,42	2,51	45,17
4	4,5	27	0,47	2,83	41,53
5	5,0	30	0,52	3,14	38,45

Следующий случай предполагал изменение количества ячеек (на 30), а соответственно и уровней расположения колец (на 1) в сторону их увеличения для каждого большего диаметра купола по отношению к предыдущему. Расстояние между кольцами уменьшилось и при диаметре купола $D = 30$ м сократилось почти вдвое. Диаметр верхнего кольца куполов принят постоянным и составил 3 м. Изменяемой оказалась длина меридионального элемента пространственных конструкций. Пологость покрытий, за исключением базового купола ($D = 18$ м), несколько увеличилась (на 2...5 %), о чем свидетельствует угол наклона ребер к горизонту (табл. 2).

Таблиця 2

Геометрические параметры куполов высотой 10 м с изменяемым количеством ячеек

Номера куполов	Диаметр, м	Количество		Максимальная длина кольцевого элемента, м	Длина меридионального элемента, м	Расстояние между кольцами, м	Угол наклона ребер, °
		уровней расположения колец	ячеек				
1	18	6	150	1,88	2,50	2,00	53,55
2	21	7	180	2,20	2,25	1,67	48,18
3	24	8	210	2,51	2,08	1,43	43,53
4	27	9	240	2,83	1,96	1,25	40,30
5	30	10	270	3,14	1,87	1,11	36,37

Данный случай по сравнению с предыдущим позволил установить существенный рост (на 4 единицы) количества уровней расположения колец и, соответственно, числа ячеек (в 1,8 раза) при рассмотрении покрытия с максимальным диаметром ($D = 30$ м).

Сформированная таким образом геометрия пространственных конструкций позволила определить узловые сосредоточенные нагрузки для покрытий с постоянным и изменяемым количеством ячеек (табл. 3).

Таблиця 3

Узловые нагрузки куполов высотой 10 м с постоянным и изменяемым количеством ячеек

Номера куполов	Диаметр, м	Узловые нагрузки при количестве ячеек, т															
		постоянном						изменяемом									
1	18	0,48	0,79	0,63	0,47	0,32	0,08	0,48	0,79	0,63	0,47	0,32	0,08				
2	21	0,55	0,92	0,74	0,55	0,37	0,10	0,50	0,85	0,71	0,57	0,43	0,29	0,08			
3	24	0,63	1,05	0,84	0,63	0,42	0,11	0,53	0,92	0,79	0,66	0,53	0,40	0,27	0,07		
4	27	0,71	1,18	0,95	0,71	0,47	0,12	0,56	0,99	0,87	0,74	0,62	0,50	0,37	0,25	0,07	
5	30	0,79	1,31	1,05	0,79	0,53	0,14	0,59	1,06	0,94	0,83	0,71	0,59	0,48	0,36	0,24	0,06

Опорные узлы куполов закреплялись полностью. Связи в них назначались по направлению X, Y, Z.

Элементам для полноты расчетных моделей присваивался один и тот же замкнутый профиль (труба бесшовная горячекатаная) с одинаковыми параметрами поперечного сечения (диаметром 32 мм и толщиной стенки 2,8 мм).

По результатам расчета определялись параметры, характеризующие поведение и закономерности работы конструкций от действия собственного веса и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки.

Имея полученные данные, анализировались цветные мозаики перемещений узлов и усилий в элементах, позволяющие установить степень загрузки

женности каждого элемента пространственных покрытий.

Расчет куполов с постоянным и изменяемым количеством ячеек позволил построить графики максимальных перемещений узлов конструкций от действия собственного веса (рис. 4) и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки (рис. 5).

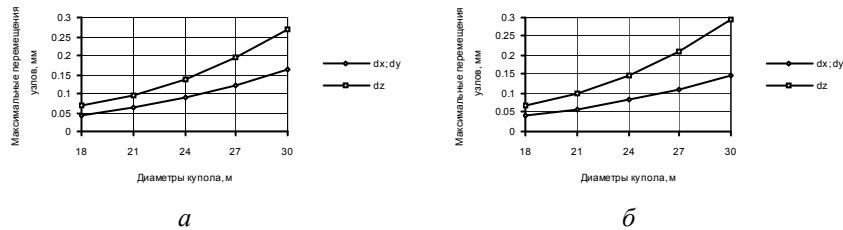


Рис. 4. Зависимость максимальных перемещений узлов от диаметра купола при действии собственного веса для конструкций с количеством ячеек:
а – постоянным; *б* – изменяемым

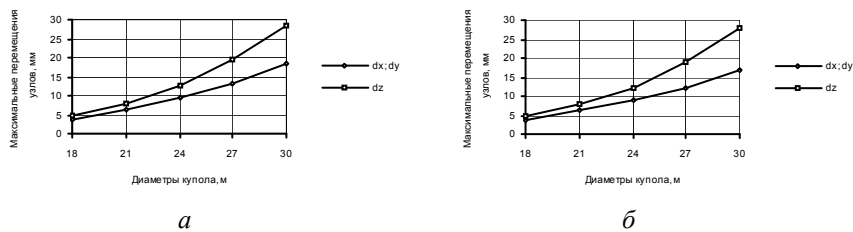


Рис. 5. Зависимость максимальных перемещений узлов от диаметра купола при совместном влиянии собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки для конструкций с количеством ячеек:
а – постоянным; *б* – изменяемым

Анализируя полученные значения, можно отметить, что в горизонтальном направлении изменение формы покрытий имеет незначительный характер. Наибольшие перемещения узлов конструкций зафиксированы по вертикали. Причем, и в том, и в другом направлении построенные графики показали достаточно ровную тенденцию к увеличению максимальных перемещений узлов для конструкций с постоянным и изменяемым количеством ячеек как от действия собственного веса, так и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки.

Представленные результаты не единичны. Похожая графическая закономерность зафиксирована и для максимальных продольных усилий в элементах (рис. 6).

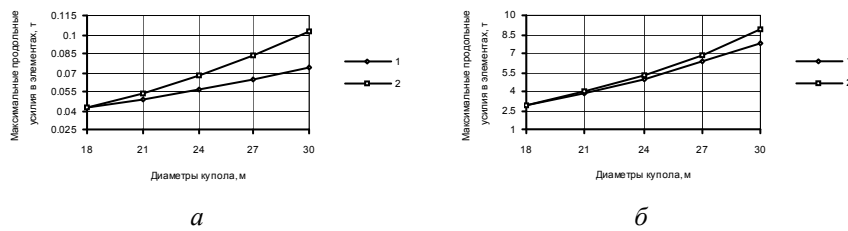


Рис. 6. Зависимость максимальных продольных усилий в элементах от диаметра купола: *а* – при действии собственного веса; *б* – при совместном влиянии собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки для конструкций с количеством ячеек: 1 – постоянным; 2 – изменяемым

Несколько иначе дело обстоит со схемами визуализации в виде цветных мозаик N , полученных после расчета куполов.

В частности, для трех диаметров купола ($D = 18$ м, 21 м, 24 м) в случае постоянного и изменяемого количества ячеек от действия собственного веса и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки наиболее загруженными и сжатыми оказались элементы ребер у опорного контура и предпоследнее кольцо опорной зоны.

Однако, начиная с 4-го диаметра купола ($D = 27$ м) характер работы конструкций несколько изменился. Максимальное сжатие получили элементы предпоследнего кольца опорной зоны в конструкциях с постоянным количеством ячеек и элементы ребер у опорного контура для конструкций с изменяемым количеством ячеек.

Полученный результат свидетельствовал об ослаблении работы системы отдельных элементов опорной зоны.

С увеличением диаметра купола случай с изменяемым количеством ячеек по сравнению с постоянным выявил уменьшение максимальных вертикальных перемещений узлов и увеличение наибольших продольных усилий в элементах.

Отмеченное обстоятельство характерно для куполов, рассчитанных с учетом совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки.

Подобная закономерность частично соблюдалась и после расчета куполов с учетом собственного веса, где для конструкций с изменяемым количеством ячеек по сравнению с постоянным зафиксирован рост отмеченных показателей.

Однако представленная информация не позволяла оценить степень загруженности каждого элемента пространственного покрытия.

Поэтому, наиболее целесообразным оказалось продолжить расчет по программе ЛИР-СТК ПК ЛИРА и получить купола с рассчитанными размерами профилей.

С помощью полученных компьютерных моделей и табличных результатов расчета оценивался вклад в работу покрытий отдельных элементов.

Так, в результате анализа результатов расчета куполов от действия собственного веса и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки, выяснилось, что основную работу выполняли элементы, расположенные в опорной зоне. Исключение составляли конструкции двух наибольших диаметров ($D = 27$ м, 30 м) и преимущественно с изменяемым количеством ячеек.

Зафиксированное нарушение отмеченной закономерности потребовало увеличения размеров профилей элементов в средней зоне.

Другие тенденции определялись из оценки максимально загруженных элементов исследуемых конструкций. Построенные графики (рис. 7) свидетельствовали о том, что линии, отвечающие куполам с постоянным количеством ячеек, имели прогнозируемый характер. Лишь в одной конструкции ($D = 24$ м), относящейся к ряду покрытий с изменяемым количеством ячеек с учетом собственного веса, уменьшился максимальный диаметр элементов. Кроме того, в случае с постоянным количеством ячеек при действии собственного веса и в случае с изменяемым количеством ячеек от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки при переходе от одного купола ($D = 21$ м) к другому ($D = 24$ м) максимальный диаметр элементов остался неизменным.

Очевидно, что отмеченный факт вызван наиболее приемлемым диаметром купола ($D = 24$ м) для данной высоты ($H = 10$ м).

Однако рассмотренный подход показал лишь общие закономерности без отдельного рассмотрения двух семейств элементов, расположенных во взаимно перпендикулярных направлениях.

Учитывая данное обстоятельство, возникла необходимость в построении графиков, позволивших последовательно определить максимально загруженные кольцевые и меридиональные элементы рассматриваемых конструкций.

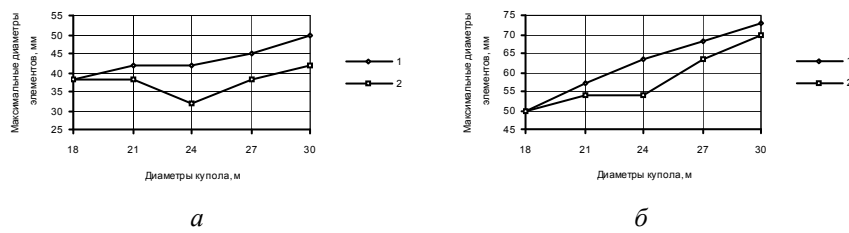


Рис. 7. Зависимость максимальных диаметров элементов от диаметра купола: *a* – при действии собственного веса; *б* – при совместном влиянии собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки для конструкций с количеством ячеек: 1 – постоянным; 2 – изменяемым

Исходя из анализа линий, показанных на рис. 8, установлены одинаковые, за исключением одного купола ($D = 30$ м), максимальные диаметры кольцевых элементов для конструкций с постоянным и изменяемым количеством ячеек от действия собственного веса и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки.

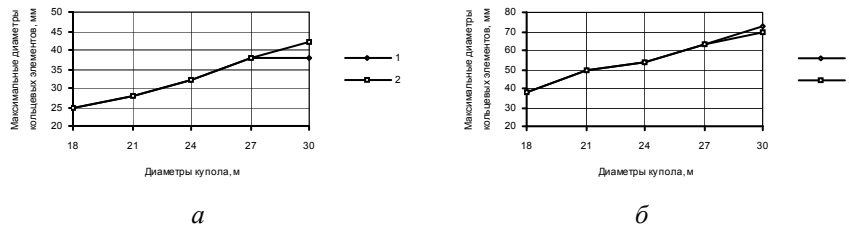


Рис. 8. Зависимость максимальных диаметров кольцевых элементов от диаметра купола: *a* – при действии собственного веса; *б* – при совместном влиянии собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки для конструкций с количеством ячеек: 1 – постоянным; 2 – изменяемым

Другие линии, представленные на рис. 9, ориентированы на противоположную тенденцию расположения максимальных диаметров меридиональных элементов для куполов с постоянным и изменяемым количеством ячеек при учете собственного веса. В случае постоянного количества ячеек заметно увеличение, а в случае изменяемого – уменьшение максимальных диаметров реберных элементов. Для конструкций с постоянным и изменяемым количеством ячеек от действия собственного веса и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки отмечен рост максимальных диаметров меридиональных элементов. Причем, анализ перехода от одного купола ($D = 21$ м) к другому ($D = 24$ м) показал, что максимальный диаметр элементов, который остался

неизменным, расположился в меридиональном направлении. К тому же, для 3-го купола ($D = 24$ м) от действия собственного веса зафиксировано резкое уменьшение, а от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки – наибольшее отличие максимального диаметра меридиональных элементов. Дальнейший рост указанного показателя для куполов от действия собственного веса и в случае постоянного количества ячеек свидетельствовал об увеличении загруженности максимально включенных в работу меридиональных элементов. Добавление уровней расположения колец для куполов, напротив, привело к снижению нагрузок на наиболее сжатые меридиональные элементы.

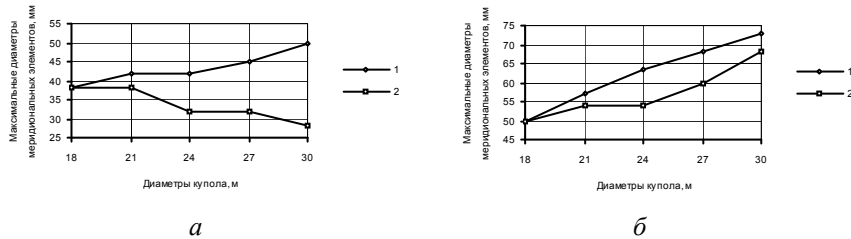


Рис. 9. Зависимость максимальных диаметров меридиональных элементов от диаметра купола: *а* – при действии собственного веса; *б* – при совместном влиянии собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки для конструкций с количеством ячеек: 1 – постоянным; 2 – изменяемым

Выводы

Из результатов проведенных численных исследований куполов разного диаметра, но с неизменным количеством секторов и фиксированной стрелой подъема получен ряд закономерностей, имеющих важный прикладной и практический характер.

Выполненные расчеты позволили определить параметры, характеризующие поведение и тенденции работы конструкций для постоянного и изменяемого количества ячеек при увеличении диаметра покрытий от действия собственного веса и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки.

Наиболее показательными оказались данные о продольных усилиях в элементах, позволившие выявить зоны загруженности покрытий. Для сравнительно небольших диаметров куполов ($D = 18 \dots 24$ м) максимальное сжатие получили элементы ребер у опорного контура и предпоследнее кольцо опорной зоны. Расчет куполов большего диаметра ($D = 27$ м, 30 м) привел к некоторому изменению характера работы конструкций. Максимально сжались элементы предпоследнего кольца опорной зоны в конст-

рукциях с постоянным количеством ячеек и элементы ребер у опорного контура для конструкций с изменяемым количеством ячеек.

Добавление уровней расположения колец привело к существенному уменьшению максимальных вертикальных перемещений узлов и увеличению наибольших продольных усилий в элементах. Наглядное представление этих и других закономерностей получено с помощью схем визуализации и построенных графиков.

Анализ характерных тенденций, показал общий факт отсутствия роста максимального диаметра элементов на одном из этапов увеличения диаметров куполов. Причем каждый из двух семейств элементов, расположенных во взаимно перпендикулярных направлениях, характеризовался своими отличительными особенностями. В частности, максимальные диаметры кольцевых элементов повторялись для большинства куполов, за исключением последнего ($D = 30$ м). В меридиональном же направлении отмечено значительное расхождение максимальных диаметров реберных элементов. Тем не менее, случай с изменяемым количеством ячеек показал достаточно приемлемый результат.

Литература

- [1] Беленя Е.И., Гениев А.Н., Балдин В.А. Купольные покрытия. – В кн.: Металлические конструкции. Учеб. для вузов / Под общ. ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 463 – 469.
- [2] Савельев В.А. Теоретические основы проектирования металлических куполов: Дис... докт. техн. наук. – Москва, 1995. – 439 с.
- [3] Голосов В.Н., Ермолов В.В., Лебедева Н.В. и др. Купола ребристые, сетчатые и панельные. – В кн.: Инженерные конструкции. Учеб. для вузов по спец. “Архитектура” / Под ред. В.В. Ермолова. – М.: Высш. шк., 1991. – С. 233 – 235.
- [4] Савельев В.А. Металлические купола. – В кн.: Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево, пластмассы): Справочник / Под ред. Ю.А. Дыховичного, Э.В. Жуковского. – М.: Высш. шк., 1991. – С. 187–204.
- [5] Гохарь-Хармандарян И.Г. Большепролетные купольные здания. – М.: Стройиздат, 1972. – 150 с.

Надійшла до редколегії 17.06.2009 р.

УДК 624.072.002.2

Усиление стальных конструкций методом увеличения сечения с использованием плазменной сварки

¹Козлов С.В., к.т.н., ²Кудашкин М. С., аспирант

¹ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

²Харьковское комплексное отделение ОАО

«УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Для підсилення стрижневих елементів сталевих конструкцій методом збільшення перерізу як спосіб з'єднання запропоновано використання плазмового зварювання.

Аннотация. Для усиления стержневых элементов стальных конструкций методом увеличения сечения в качестве способа соединения предложено использование плазменной сварки.

Abstract. For strengthening rod elements of steel constructions by a method of increase in sectional view as a way of connection use of a plasma welding is offered.

Ключевые слова: усиление, стержень, плазменная сварка.

Введение. Постановка проблемы. Реконструкция промышленных предприятий и их техническое перевооружение, как правило, связаны с увеличением эксплуатационных нагрузок на существующие конструкции зданий и сооружений. Увеличение нагрузок приводит к необходимости повышения несущей способности конструкций и является основной причиной их общего усиления. В ряде случаев необходимость местного (реже общего) усиления металлических конструкций диктуется ошибками или дефектами, возникшими на стадии их проектирования, изготовления или монтажа.

Наиболее распространенной причиной, вызывающей необходимость усиления металлических конструкций, является их физический износ в результате длительной интенсивной или неправильной эксплуатации. В первую очередь износ связан с поражением металла коррозией, резко снижающей несущую способность элементов, узлов или конструкции в целом.

Анализ последних достижений и публикаций. Одним из самых распространенных методов повышения несущей способности стальных конструкций при усилении их элементов является метод увеличения сечения, который достаточно широко изложен в ряде публикаций и диссертационных работ [1 – 7]. Суть данного метода заключается в усилении отдельных элементов конструкций путем увеличения их сечения посредством присоединения и включения в совместную с основным стержнем работу

дополнительных элементов усиления с целью повышения жесткости на сжатие, растяжение и изгиб. Схемы усиления могут быть различными и диктуются формой сечения усиливаемого элемента (см. рис. 1), условиями его закрепления и нагружения до и после усиления, технологическими и конструктивными соображениями [6].

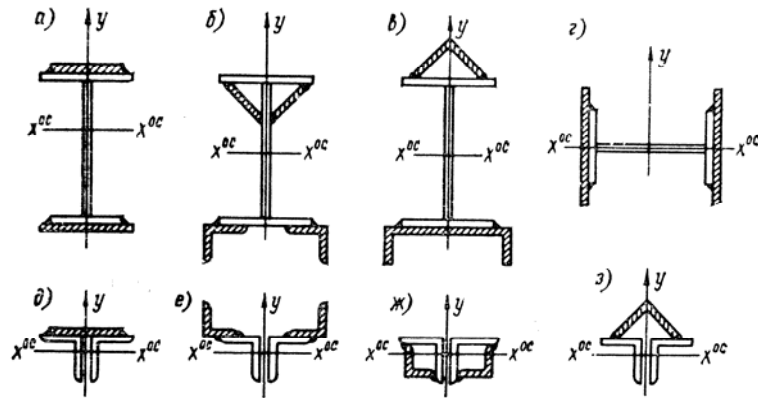


Рис. 1. Наиболее распространенные схемы усиления элементов металлических конструкций:

а-г – двутаврового сечения; д-з – таврового сечения из двух уголков
(элементы усиления заштрихованы)

В настоящее время основным видом соединения элементов при усилении конструкций является электродуговая сварка, поскольку присоединение элементов усиления с помощью сварки технологически наиболее удобно. Однако наложение сварных швов приводит к возникновению сварочных напряжений и деформаций, неравномерность распределения которых по сечениям вызывает развитие общих перемещений оси стержня в процессе его сварки и остывания. Влияние этих факторов на прочность и устойчивость может быть весьма значительным, особенно при усилении под нагрузкой. Оно обусловлено не только суммированием сварочных напряжений с напряжениями от внешней нагрузки, но и, в общем случае, приращением усилий в сечениях стержня вследствие приращения его прогибов и изменения жесткости (при появлении в сечениях зон термопластичности и развитии остаточных пластических деформаций) [6]. Применение электродуговой сварки при усилении конструкций под нагрузкой вызывает определенные требования и ограничения как к выбору конструктивной формы элементов усиления, так и к процессу выполнения сварочных работ. Поскольку в процессе сварки происходит временное снижение несущей способности элементов за счет их нагрева при сварке и накопления значительных остаточных пластических деформаций.

Цель работы. В данной работе рассматривается возможность присоединения элементов усиления с помощью плазменной сварки, что позволит значительно снизить негативное влияние сварочных напряжений и деформаций элементов за счет уменьшения зоны разогрева металла.

Изложение основного материала. На основе выполненного анализа последних отечественных и зарубежных публикаций установлено, что плазменная сварка в качестве способа присоединения элементов стальных строительных конструкций еще не применялась. Хотя свойства плазменной дуги, как источника нагрева, эффективно используют для резки металлов, а также в машиностроительной отрасли для создания плазменного упрочнения поверхностного слоя инструментальных материалов. Плазменная сварка широко применяется для соединения элементов из алюминиевых и титановых сплавов, а также сложнолегированных сталей. Использование плазменной сварки как источника термических воздействий в решении проблемы уменьшения сварочных деформаций при присоединении и включении в совместную работу элементов усиления обусловлено меньшей зоной разогрева металла за счет применения более концентрированного источника нагрева и значительного увеличения скорости сварки [8].

Поскольку эффективность процессов сварки плавлением оценивают обычно такими показателями, как эффективный и термический КПД, коэффициенты расплавления и наплавки и т.п. Источники сварочного нагрева характеризуют обычно удельным тепловым потоком в пятне нагрева $q_{n \max}$ (Вт/см²) и коэффициентом сосредоточенности – k .

Основная характеристика электродуговой и плазменной сварки как источника теплоты – это эффективная тепловая мощность, т. е. количество теплоты, вводимой при сварке источником в элемент конструкции в единицу времени [9]

$$q = 0,24\eta_u UI, \quad (1)$$

где η_u – эффективный КПД плазменного нагрева изделия; 0,24 – коэффициент, учитывающий влияние, оказываемое несинусоидальностью кривых напряжения и тока на мощность дуги при сварке на переменном токе; U и I – соответственно напряжение и ток дуги.

Эффективную тепловую мощность плазменной струи можно регулировать изменением тока и напряжения дуги, расхода и состава газа, диаметра канала и сопла, расстояния между соплом и нагреваемым изделием. Сравнение термических источников энергии для сварки показывает, что наибольшую удельную мощность в пятне нагрева имеют лучевые источники для которых $q_{n \max} \approx 1 \times 10^{10}$ Вт/см². Однако их применение для сварки

ограничено верхним пределом 1×10^7 Вт/см², поскольку при более высоких плотностях энергии в пятне нагрева сварка невозможна – происходит испарение материала. В качестве сравнения приведены параметры, характеризующие разновидность сварочных процессов, табл. 1 [9].

Таблица

Параметры сварочных процессов в функции концентрации энергии, приложенной к единице площади

Способ сварки	Концентрация энергии, Вт/см ²
Электродуговая	4×10^4
Плазменная	1×10^7

Режим сварки характеризуется также скоростью v_{cv} (см/с) перемещения дуги, в случае сварки угловыми швами v_{cv} определяется по формуле

$$v_{cv} = \frac{\alpha_n I_{cv}}{3600 \gamma F_n}, \quad (2)$$

где α_n – коэффициент наплавки; γ – плотность, г/см³; I_{cv} – сила сварочного тока; F_n – площадь углового шва, определяется по формуле

$$F_n = \frac{k_y k_{f_{cv}}^2}{2}, \quad (3)$$

где k_y – коэффициент увеличения, зависящий от диаметра электрода; $k_{f_{cv}}$ – катет шва.

Мощность дуги связана с погонной энергией зависимостью

$$q = q_n v_{cv}. \quad (4)$$

Анализируя вышеприведенные справочные данные и проведенные сравнения тепловых параметров процесса электродуговой и плазменной сварки, очевидно, что при использовании плазменной сварки происходит в значительной степени более концентрированный нагрев металла, чем при электродуговой, что позволяет увеличить скорость наплавки сварного шва в 10 – 12 раз. В результате использования плазменной сварки при формировании сварного шва происходит нагрев меньшей площади околошовной зоны и соответственно снижаются остаточные сварочные напряжения и деформации в основном стержне, а также в элементах усиления.

Технологические возможности плазменной сварки в сравнении с газовой, электродуговой в среде защитного газа и лазерной сваркой имеют следующие преимущества:

- высокая стабильность и устойчивость сжатой дуги, в том числе на малых токах, при увеличенной длине дуги, на любой полярности тока;
- высокая универсальность выбора режима;
- высокая концентрация тепловвода, что позволяет уменьшить объем расплавляемого основного и присадочного металла, а в ряде случаев и количество дефектов в шве, снизить сварочные деформации;
- импульсные режимы плазменной сварки – уменьшают перегрев изделия, опасность прожогов и сварочные деформации, улучшают структуру шва;
- ведение процесса плазменной сварки на постоянном токе обратной полярности, что повышает качество и стабильность свойств сварного шва за счет эффекта катодной очистки, проявляющегося в удалении оксидных и адсорбированных пленок со свариваемых поверхностей;
- возможность исключения разделки кромок свариваемых деталей за счет повышенной проплавливающей способности сжатой дуги;
- полное исключение разбрызгивания расплавленного металла при сварке;
- возможность формирования шва без усиления или ослабления, заподлицо с основным металлом;
- автоматизированная плазменная сварка проникающей дугой позволяет получить швы минимальной ширины.

Выводы

Выполненный анализ показывает, что при использовании плазменной сварки происходит в значительной степени более концентрированный нагрев металла, чем при электродуговой, что позволяет увеличить скорость наплавки сварного шва в 10 – 12 раз. В результате использования плазменной сварки при формировании сварного шва происходит нагрев меньшей площади околошовной зоны и соответственно снижаются остаточные сварочные напряжения и деформации в основном стержне, а также в элементах усиления.

Таким образом, благодаря значительно более низким остаточным сварочным деформациям эффективность от вновь приваренного сечения будет значительно выше, что в свою очередь даст экономию металла.

Плазменная сварка имеет ряд преимуществ в сравнении с газовой и электродуговой сваркой, таких как: высокая производительность, высокое качество шва, минимальный расход материалов, которые сами по себе являются дополнительными доводами для применения плазменной сварки.

Литература

- [1] Бельский М.Р., Лебедев А.Н. Усиление стальных конструкций. – Киев: Будівельник, 1981. – 120 с.
- [2] Валь В.Н., Горохов Е.В. Уваров Б.Ю. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции. – М.: Стройиздат, 1987. – 220 с.
- [3] Десятов Б.И. Исследование работы усиленных под нагрузкой элементов сварных стальных ферм: Автореф. дисс. канд. техн. наук. – М., 1969. – 11 с.
- [4] Колесников В.М. Исследование работы некоторых стальных конструкций и отдельных элементов, усиленных под нагрузкой: Автореф. дисс. канд. техн. наук. – Л., 1967. – 23 с.
- [5] Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) / УкрНИИпроектстальконструкция. – М.: Стройиздат, 1989. – 159 с.
- [6] Ребров И.С. Усиление стержневых металлических конструкций: Проектирование и расчет. – Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1988. – 288 с.
- [7] Николаев Г.А., Куркин С.А., Винокуров В.А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформаций конструкций // Учебное пособие. – М.: Высш. Школа, 1982. – 272 с.
- [8] Козлов С.В. Управление остаточными напряжениями в стальных конструкциях с использованием плазменной сварки // Зб. наук. пр. Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 2. – С. 13 – 17.
- [9] Сварка и свариваемые материалы: В 3-х т. Т. 1. Свариваемость материалов. Справ. изд. / Под. ред. Э.Л. Макарова – М.: Металлургия, 1991. – 528 с.

Надійшла до редколегії 30.06.2009 р.

УДК 593

Нелинейные задачи прочности несущих элементов висячих систем

Ленда А.В., аспирант

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Розглянута геометрично і фізично нелінійна задача визначення напружено-деформованого стану несучих елементів висячих систем, розрахунковою моделлю яких є криволінійний стрижень. Показаний приклад рішення задачі при граничних навантаженнях і різних початкових прогинах. Представлені результати чисельних розрахунків.

Аннотация. Рассмотрена геометрически и физически нелинейная задача определения напряженно-деформированного состояния несущих элементов висячих систем, расчетной моделью которых является криволинейный стержень. Показан пример решения задачи при предельных нагрузках и различных начальных прогибах. Представлены результаты численных расчетов.

Abstract. The geometrically and physically nonlinear task of stressed-deformed state determination of the guy systems bearings elements is considered. The design model of such elements is a curvilinear bar. The example of task decision under the maximum loadings and different initial bandings is shown. The results of numeral calculations are presented.

Ключевые слова. Висячие системы, несущий элемент, криволинейный стержень, метод конечных разностей, физическая и геометрическая нелинейность.

Введение. В настоящее время при строительстве зданий общественного назначения и инженерных сооружений широко используются висячие и оболочечные системы [1 – 4]. Висячие системы позволяют перекрывать большие пролеты благодаря своему малому весу и использованию растянутых несущих элементов [5 – 6]. Основным несущим элементом висячих конструкций является нить, работающая либо только на растяжение (гибкая нить), либо на растяжение с изгибом (нить конечной жесткости).

Висячим системам свойственна повышенная деформативность особенно при воздействии сосредоточенных и несимметричных нагрузок. В связи с этим повышенное внимание уделяется вопросам стабилизации их формы, а также учету геометрической и физической нелинейности. В работе [7] рассмотрены задачи нелинейного деформирования вантовых систем повышенной жесткости. В настоящей работе на основе полученных уравнений рассмотрена нелинейная задача определения напряженно-деформированного состояния криволинейного стержня, проанализировано влияние изгибающего момента и осевой силы на напряжения и перемещения.

Постановка задачі. В качестве расчетной модели несущего элемента висячих систем принят шарнирноопертый криволинейный стержень постоянного сечения пролетом l , который под действием вертикальной равномерно распределенной нагрузки q_z прогибается по квадратной параболе $y = f(x)$ со стрелой провисания k (рис. 1). Стержень имеет прямоугольное поперечное сечение шириной b и высотой h , а модуль упругости материала равен $E = 2,059 \cdot 10^8$ кН/м². Требуется с применением метода конечных разностей исследовать напряженно-деформированное состояние стержня.

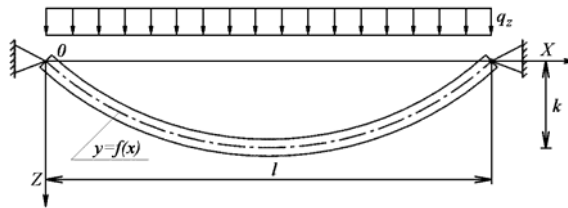


Рис. 1. Расчетная схема стержня

Дифференциальное уравнение изгиба криволинейного стержня в случае действия вертикальной равномерно распределенной нагрузки q_z имеет вид [7]:

$$\begin{aligned} D \frac{d^4 W}{dx^4} + 2 \frac{dD}{dx} \frac{d^3 W}{dx^3} + \left(\frac{d^2 D}{dx^2} - H \right) \frac{d^2 W}{dx^2} - \frac{dH}{dx} \frac{dW}{dx} = \\ = H \frac{d^2 f(x)}{dx^2} + \frac{dH}{dx} \frac{df(x)}{dx} + q_z, \end{aligned} \quad (1)$$

где $D = EI$ – изгибная жесткость; I – момент инерции поперечного сечения; W – перемещение вдоль оси OZ ; H – распор.

Действующая нагрузка кроме вертикальных перемещений сечений стержня вызывает также их горизонтальные перемещения, значения которых можно определить при помощи предложенного в [8] выражения для определения относительного удлинения оси стержня:

$$\varepsilon_x = 0,5(dU/dx)^2 + (dU/dx) + 0,5(dW/dx)^2, \quad (2)$$

где U – перемещение вдоль оси OX .

Разработана методика численного исследования напряженно-деформированного состояния рассматриваемых систем, реализующая метод конечных разностей [7]. Записав соотношения (1) и (2) для каждого узла расчетной схемы, получим систему алгебраических уравнений, решение которой будем искать пошаговым методом, позволяющим определить параметры

напряженно-деформированного состояния стержня с учетом физической и геометрической нелинейности. Данная методика известна также как метод последовательных нагрузок, идея принадлежит В.З. Власову [9].

Результаты численных исследований. С помощью разработанного подхода выполнено исследование влияния жесткости D и стрелы провисания k на величины максимальной нагрузки q_{\max} , распора H , предельных осевых σ_N и изгибных напряжений σ_M . В случае симметричного воздействия нагрузки удобно применять выражения, полученные на основании формул приближенного интегрирования Симпсона:

$$q_{\max} = \frac{\sigma_{\max}}{\frac{6l}{h^2} \left(\frac{l}{8} - \gamma C \right) + \frac{\gamma}{bh}}; \quad H = q\gamma;$$

$$\gamma = Cl \frac{4(1+10C^2) + 2,4\beta^2(1+16C^2)(1+4C^2)}{(3+92C^2+512C^4) + 19,2\beta^2C^2(1+16C^2)(1+4C^2)};$$

$$f(x) = 4Cx - 4Cx^2/l; \quad W_{cp} = \frac{1}{D} \left(\frac{5q_{\max}l^4}{384} - \frac{5HCl^3}{48} \right) = \frac{5l^3}{48D} \left(\frac{q_{\max}l}{8} - HC \right),$$

где $C = k/l$ и $\beta = l/h$ – безразмерные параметры; σ_{\max} – предел текучести материала; W_{cp} – прогиб стержня в середине пролета.

На рис. 2 показаны зависимости распора H от параметра β при различных значениях параметра C . Анализ зависимостей показывает, что при предельной нагрузке значение распора снижается с уменьшением жесткости сечения.

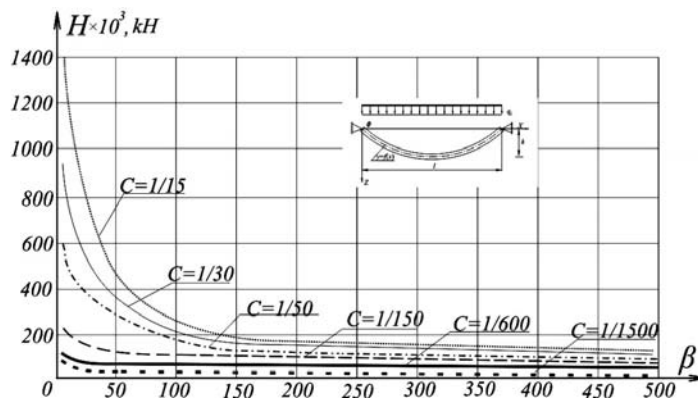


Рис. 2. Зависимость распора H от параметра β при различных значениях параметра C

На рис. 3 показана зависимость отношения напряжений σ_N/σ_M от парамет-

ра C при різних значеннях параметра β , із якої следует, що вплив осевої сили на величину максимальної навантаження зменшується з збільшенням поперечного сечення стержня. Следует також відзначити, що з збільшенням первонаочної стріли провисання змінення цього фактора відбувається з меншою інтенсивністю.

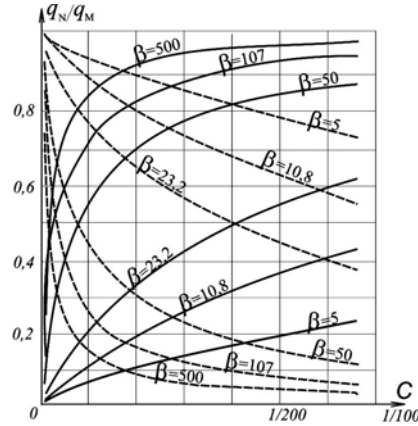


Рис. 3. Зависимость отношения напряжений σ_N/σ_M от параметра C при различных значениях параметра β :
 ————— — влияние распора;
 - - - - - — влияние изгибающего момента

В таблиці для пролетів 75 м, 150 м і 300 м представлена виділена область, в якій вплив осевих напружень знаходиться в межах $-\infty \leq \sigma_N/\sigma_M \leq 5\%$, причому для однакових значень параметрів C і β всі відношення напружень і прогибів зберігаються.

Таблиця 1

Відношення осевих і згинаючих напружень σ_N/σ_M						
$C \backslash \beta$	1/1500	1/600	1/150	1/50	1/30	1/15
	σ_N/σ_M	σ_N/σ_M	σ_N/σ_M	σ_N/σ_M	σ_N/σ_M	σ_N/σ_M
500	35,56	88,89	356	1067	1778	3556
230,8	16,41	41,03	164	492	821	1641
107	7,62	19,05	76	229	381	762
50	3,56	8,89	36	107	178	356
23,2	1,66	4,14	17	50	83	166
10,8	0,78	1,94	7,77	23,32	38,86	77,70
5	0,38	0,95	3,79	11,38	18,96	37,85

На рис. 4 представлені залежності змінення відношення W/h від величини σ_N/σ_M . Из аналізу представлених кривих следует, що з зменшенням первонаочної стріли провисання графік залежності приймає більш

пологий вид. Это свидетельствует о том, что значения осевых напряжений при уменьшении стрелы провисания стремятся к нулю.

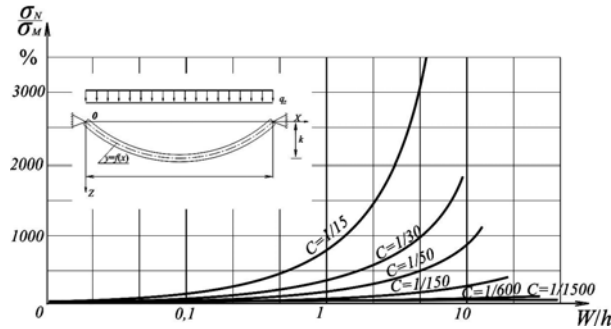


Рис. 4. Зависимость отношения прогибов к высоте сечения W/h от отношения осевых и изгибающих напряжений σ_N/σ_M

Выводы

Разработанная методика позволяет проводить исследование напряженно-деформированного состояния висячих элементов конструкций в широком диапазоне изменения начальной геометрии, жесткостных характеристик и действующих нагрузок.

Литература

- [1] Дмитриев Л.Г., Касилов А.Г. Вантовые покрытия (Расчет и проектирование). – К.: Будівельник, 1968. – 170 с.
- [2] Качурин В.К. Теория висячих систем. – Л.-М.: Госстройиздат, 1962. – 224 с.
- [3] Кузнецов Э.Н. Введение в теорию вантовых систем. – М.: Стройиздат, 1969. – 143 с.
- [4] Шимановский А.В., Лисицин Б.М. Моделирование строительных конструкций. – К.: Сталь, 2006. – 724 с.
- [5] Мельников Н.П. Металлические конструкции. Современное состояние и перспективы. – М.: Стройиздат, 1983. – 541 с.
- [6] Шимановский А.В., Оглобля А.И. Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. – К.: Сталь, 2002. – 368 с.
- [7] Ленда Г.В., Лисицин Б.М. Новий підхід до побудови теорії розрахунку висячих систем скінченної жорсткості // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – № 2. – С. 18-23.
- [8] Новожилов В.В. Основы нелинейной теории упругости. – М.: Гостехиздат, 1948. – 211 с.
- [9] Власов В.З. Избранные труды. – М.: АН СССР, 1962. – Т. 1. – 528 с.

Надійшла до редколегії 14.07.2009 р.

УДК 624.014.2 (519.168)

Визначення оптимальних конструктивних рішень ферм у експертній системі одностадійного оптимального проектування

Білик А.С., аспірант

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. В статті наведена методика, що дозволяє здійснювати вибір оптимальних конструктивних рішень сталевих зварних ферм. Методика реалізована як експертна система одностадійного автоматизованого оптимального проектування.

Аннотация. В статье представлена новая методика, которая позволяет совершать выбор оптимальных конструктивных решений стальных сварных ферм. Методика реализована как экспертная система одностадийного автоматизированного оптимального проектирования.

Abstract. In article a new method, that determines optimal construction decision choice of steel welded lattice girders are introduced. Method is realized as one stage optimal design automatic expert system.

Ключові слова: ферми, оптимальне одностадійне проектування, експертні системи.

Постановка проблеми. На першому рівні оптимізації сталевих стержневих конструкцій знаходиться варіантне проектування або проектування на передпроектній стадії [11]. На даній стадії розглядаються декілька варіантів майбутньої конструкції, що можуть відрізнятися між собою за топологією, абрисами, геометрією, типами поперечних перерізів елементів та розрахунковою схемою. Спільними при цьому для всіх варіантів є якісні та кількісні вихідні умови, закладені у технічному завданні на проектування, а також головні геометричні параметри споруди та обмеження (прогін, розміри окремих елементів, граничні прогини тощо).

Обґрунтований вибір рішення конструкції можливий тільки на основі точного техніко-економічного аналізу кожного з варіантів, що розглядаються, а самі варіанти мають бути оптимальними відносно заданих властивостей і об'єктивних умов. У зв'язку із цим актуальними питаннями розвитку оптимального проектування є розроблення методик вибору оптимальних рішень сталевих стержневих конструкцій та систем автоматизованого проектування, що дозволяли б реалізувати оптимальний вибір серед скінченно великої кількості варіантів.

Аналіз останніх досліджень. А.І. Виноградовим було вперше визначено [6], що системи, з яких ми обираємо рішення зворотної задачі проектуван-

ня – це сукупність конструкцій із однаковим абрисом осей. Таким чином, для стержневих конструкцій було сформульовано об'єкт неугагальненої задачі оптимального проектування – множина усіх можливих рішень конструкцій із заданим абрисом осей та основна задача проектування – задача вибору найкращого варіанта з цієї множини [6].

Найважливіші принципи рішення щодо конструкції приймаються на стадії варіантного проектування. Проте вирішення задачі оптимального вибору на даному етапі навіть при визначених умовах та із задовільною точністю пов'язане із потребою попереднього розрахунку, конструювання та наступного обчислення техніко-економічних показників для кожної конструкції з множини можливих рішень, що відмічав Я.М. Ліхтарніков [9].

У той же час функції, які точно описують техніко-економічні критерії порівняння альтернатив, можуть бути класифіковані [13] як статичні, не випуклі, полімодальні, нелінійні, дискретні, недиференційовані та частково сепарабельні. Залежності між висхідними та змінними параметрами описуються методами математичного програмування, дискретної математики тощо, відповідно функції часткових критеріїв порівняння є алгоритмічними. Відповідним чином алгоритмічними будуть і функції суперкритеріїв порівняння. Окрім того, для альтернатив із відмінною топологією, абрисами, геометрією, типами поперечних перерізів елементів та розрахунковою схемою функції часткових критеріїв порівняння залежать від різних змінних, які не можуть бути приведені одна до одної. На даний час знайти глобальний оптимум таких цільових функцій існуючими аналітичними методами не є можливим [13, 12].

Постановка задачі. Задача вибору оптимального рішення сталеві стержневої конструкції на стадії варіантного проектування може бути визначена як задача багатокритеріального кардинального вибору альтернатив з різноважливими критеріями із множини допустимих рішень при вирішенні слабкоструктурованої проблеми з чітко заданими розподіленими параметрами. Тип задачі вибору – разовий довільний індивідуальний вибір у визначених умовах. Для вирішення задачі визначеного вище типу найбільш ефективними є обчислювальні методи вибору оптимальних проектних рішень [5, 8]. Обчислювальні методи вибору ґрунтуються на автоматизованому нормативному обрахунку критеріїв якості для всіх альтернатив із простору допустимих рішень із наступним здійсненням відбору із них найбільш прийнятних. Ґрунтовний автоматизований аналіз кожного варіанта дозволяє здійснити на стадії варіантного проектування економічний та ефективний вибір конструкції, що задовольняє поставлені вимоги. Вирішення задачі вибору здійснюється в рамках нормативної

моделі – усі прийняття рішень відповідають діючим нормам проектування, які формалізуються без спрощень «as is».

Виклад основного матеріалу дослідження. В рамках дисертаційної роботи автора була розроблена комплексна методика вибору оптимальних рішень стержневих конструкцій [1, 2] та реалізована експертна система вибору [3, 4].

Багатокритеріальна модель прийняття рішень для задачі вибору оптимального конструктивного рішення сталеві стержневої конструкції може бути представлена у наступному виді [10]:

$$\langle t, S, K, X, f, r \rangle, \quad (1)$$

де t – постановка (тип) задачі; S – множина допустимих рішень; K – множина критеріїв; X – множина шкал критеріїв; f – відображення множини допустимих рішень у множину векторних оцінок; r – вирішувальне правило. Постановка задачі відповідає цілям особи, що приймає рішення. В нашому випадку загальною постановкою t є пошук оптимального рішення. Множина S являє собою сукупність рішень, які задовольняють певні обмеження і розглядаються як можливі способи досягнення поставленої цілі.

Для поставленої задачі множина допустимих рішень (альтернатив) задана апіорно. В рамках реалізованої експертної системи підмножинами альтернатив є ферми з паралельними або з трапецієподібними поясами з поперечними перерізами елементів із рівнобічних прокатних кутиків з шарнірними вузлами, а також ферми з паралельними поясами з поперечними перерізами елементів із гнutoзварних замкнених профілів прямокутного і квадратного перерізу з жорстким сполученням елементів у вузлах.

У кожному підмножину альтернатив входять конструкції, що відрізняються топологією (кількістю вузлів та елементів) та геометрією (типом решітки, координатами вузлів), але структуровані відносно керуючих параметрів порівняння (в залежності від вихідних умов до вибору розглядаються конструкції з відповідними головними розмірами). Порівняння може відбуватися як між конструкціями всередині однієї підмножини, так і між конструкціями різних підмножин. Оскільки основною властивістю експертних систем є накопичення досвіду, по мірі вирішення все нових і нових задач вибору користувачем база моделей конструкцій збільшується.

Критеріями K_1, K_2, \dots, K_m є показники якості, спільні для всіх допустимих рішень і презентабельно характеризують цінність кожного з них. Кри-

терій якості, за яким оцінюється кожна конструкція при виборі оптимальної альтернативи, обирається особою, що проводить порівняння.

Для порівняння альтернатив застосовуються адитивні лінійні згортки часткових критеріїв у суперкритерії, які є кількісними показниками якості конструкції на різних рівнях аналізу: K_1 – маса ферми в стадії КМД, K_2 – собівартість експлуатації однієї ферми, K_3 – розширена собівартість експлуатації блока ферм покриття з урахуванням другорядних та огорожувальних конструкцій, K_4 – приведені витрати на блок ферм покриття з урахуванням експлуатаційних витрат.

Для визначення зусиль в елементах конструкції на кожному кроці був реалізований алгоритм методу скінченних елементів у постановці методу переміщень. Оптимізація поперечних перерізів здійснюється на дискретних множинах реальних сортаментів профілів, що є в наявності на металобазях. Оптимізація геометрії конструкції здійснюється методом повного перебору (breadth-first process) дискретних значень з допустимої множини, що дозволяє досягти збіжності на алгоритмічних функціях критеріїв вибору.

Для обчислення частинних критеріїв була створена інформаційно-аналітична модель кожного типу конструкцій, що включає автоматизоване конструювання та визначення типорозмірів основних і другорядних (фасонки, прокладки тощо) елементів конструкції [1].

Трудомісткість обчислюється поопераційно за показниками норм часу, потрібних для кожного етапу виготовлення та монтажу конструкції, а також другорядних елементів [7].

При аналізі розширеної собівартості окрім конструкцій ферм додатково підбираються в залежності від заданих умов профнастил покрівлі, прогони та в'язі, а також враховується огороження конструкцій. При аналізі приведених витрат враховуються експлуатаційні витрати, пов'язані із проведенням нормативно-регламентованих ремонтів, а також витрати на опалення блока ферм покриття для заданих параметрів температурних режимів експлуатації будівлі, характеристик огорожувальних конструкцій та вартості еквівалента палива (природний газ).

Шкали вартості та маси X мають спільні властивості для всіх альтернатив при оцінці за суперкритерієм у поставленій задачі і є абсолютними (числовими та неперервними), що природно. Кожне рішення оцінюється за шкалою X так, що множині допустимих рішень S ставиться у відповідність множина векторних оцінок у загальній множині допустимих векторних оцінок $A \subseteq Y$ за допомогою відображення $f : S \rightarrow A$.

Вирішувальне правило r впорядковує множину A так, що дозволяє висловлювати припущення щодо переваг на множині S . При визначенні відображення f на шкалі X вирішенням задачі вибору є обрання альтернативи

$$r : S^* = \arg \min_{x \in S} K_0(q_1(x), q_2(x), \dots, q_p(x)). \quad (2)$$

Реалізація експертної системи вибору фактично є задачею створення системи одностадійного автоматизованого проектування, яка вже вирішувалася раніше, зокрема для споруд енергетичного сектора [14]. Для сталевих ферм рішення задачі одностадійного автоматизованого оптимального проектування виконано вперше.

Приклад. Розглянемо кардинальний вибір оптимальної ферми покриття прогоном 24 м, що здійснюється з 12 альтернатив.

Група альтернатив S_1 (рис. 1 – 4): ферми з паралельними поясами із поперечними перерізами з парних рівнобічних кутиків, із різними типами решітки та кроком прогонів, із шарнірним сполученням у вузлах. Множина альтернатив $S_1 = \{x_{11}; x_{12}; x_{13}; x_{14}\}$:

- x_{11} : топологія – 25 елементів, 14 вузлів; тип решітки – розкісна з додатковими стояками; крок прогонів 3,0 м; кількість прогонів на блок ферм: 9; кількість відправних марок: 2.
- x_{12} : топологія – 19 елементів, 11 вузлів; тип решітки – розкісна з додатковими стояками; крок прогонів 4,0 м; кількість прогонів на блок ферм: 7; кількість відправних марок: 3.
- x_{13} : топологія – 31 елемент, 17 вузлів; тип решітки – розкісна з додатковими стояками; крок прогонів 2,4 м; кількість прогонів на блок ферм: 11; кількість відправних марок: 3.
- x_{14} : топологія – 23 елементи, 13 вузлів; тип решітки – трикутна; крок прогонів 4,8 м; кількість прогонів на блок ферм: 7; кількість відправних марок: 3.

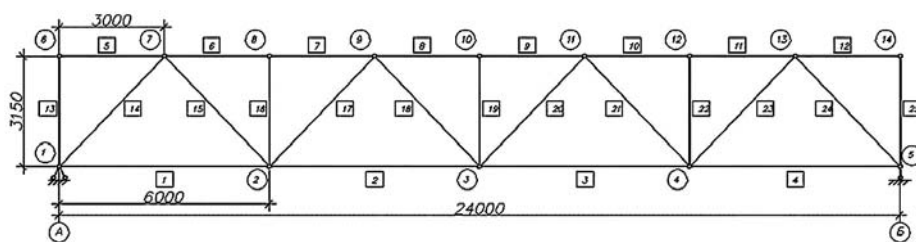


Рис. 1. Геометрична схема альтернативи x_{11}

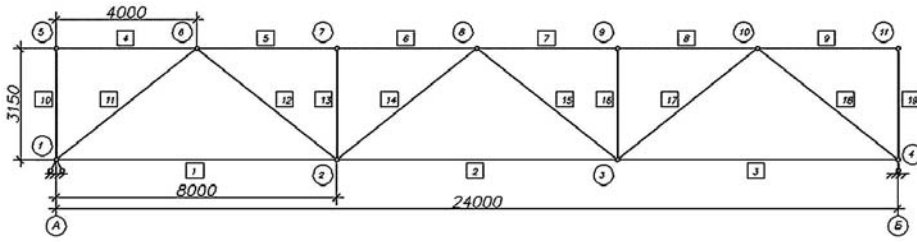


Рис. 2. Геометрична схема альтернативи x_{12}

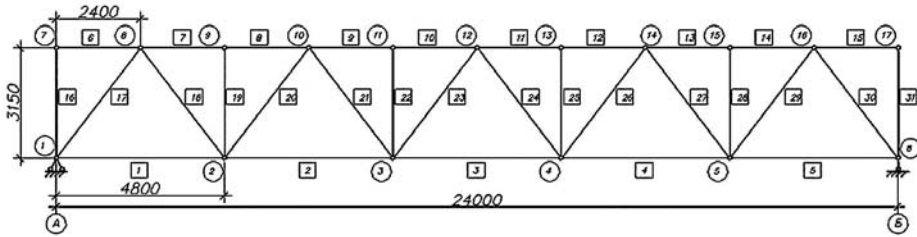


Рис. 3. Геометрична схема альтернативи x_{13}

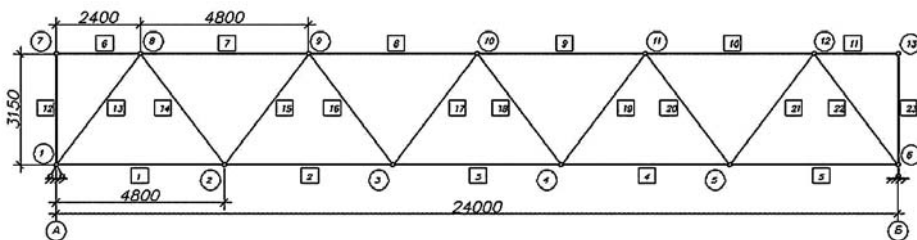


Рис. 4. Геометрична схема альтернативи x_{14}

Група альтернатив S_2 (рис. 5 – 8): ферми з трапецієподібним абрисом поясів, із поперечними перерізами з парних рівнобічних кутиків, з різними типами решітки та кроком прогонів, із шарнірними вузлами. Множина альтернатив $S_2 = \{x_{21}; x_{22}; x_{23}; x_{24}\}$:

- x_{21} : топологія – 27 елементів, 15 вузлів; тип решітки – розкісна з додатковими стояками; крок прогонів 3,0 м; кількість прогонів на блок ферм: 9; кількість відправних марок: 3.
- x_{22} : топологія – 33 елементи, 18 вузлів; тип решітки – розкісна з додатковими стояками; крок прогонів 2,4 м; кількість прогонів на блок

ферм: 11; кількість відправних марок: 2.

— x_{23} : топологія – 33 елементи, 18 вузлів; тип решітки – розкісна; крок прогонів 2,4 м; кількість прогонів на блок ферм: 11; кількість відправних марок: 2.

— x_{24} : топологія – 27 елементів, 15 вузлів; тип решітки – трикутна; крок прогонів 4,0 м; кількість прогонів на блок ферм: 7; кількість відправних марок: 3.

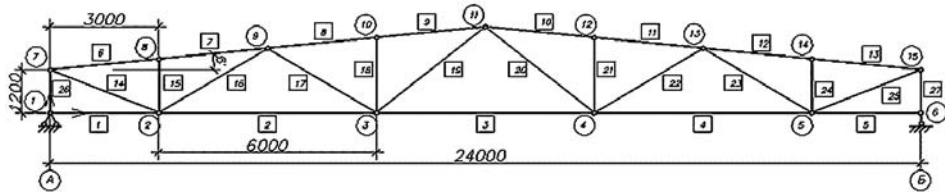


Рис. 5. Геометрична схема альтернативи x_{21}

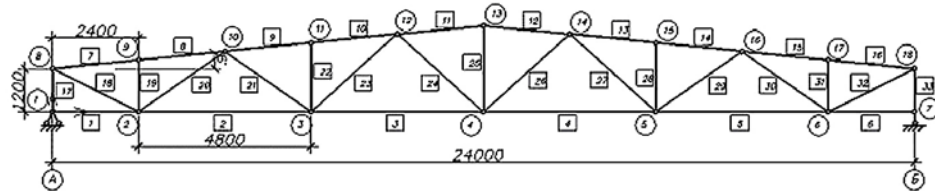


Рис. 6. Геометрична схема альтернативи x_{22}

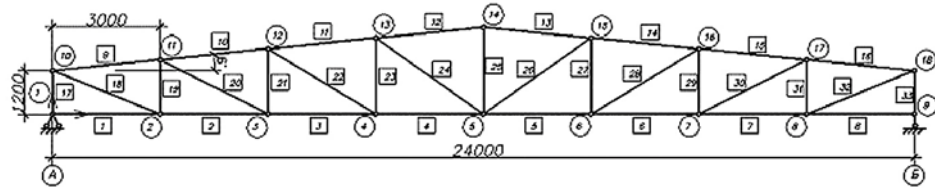


Рис. 7. Геометрична схема альтернативи x_{23}

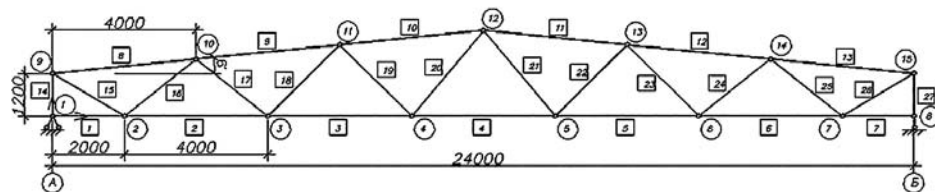


Рис. 8. Геометрична схема альтернативи x_{24}

Група альтернатив S_3 (9-12): ферми з паралельними поясами, із поперечними перерізами з квадратних гнutoзварних замкнених профілів, з різними типами решітки та кроком прогонів. Елементи жорстко з'єднані у вузлах, що мають обов'язкову умову центрування јсей елементів решітки на осі пояса, тобто допускається напусток [2, 15, 16]. Множина альтернатив $S_3 = \{x_{31}; x_{32}; x_{33}; x_{34}\}$:

- x_{31} : топологія – 31 елемент, 17 вузлів; тип решітки – трикутна; крок прогонів 3,0 м; кількість прогонів на блок ферм: 9.
- x_{32} : топологія – 23 елементи, 13 вузлів; тип решітки – трикутна; крок прогонів 4,0 м; кількість прогонів на блок ферм: 7.
- x_{33} : топологія – 15 елементів, 9 вузлів; тип решітки – трикутна; крок прогонів 6,0 м; кількість прогонів на блок ферм: 5.
- x_{34} : топологія – 29 елементів, 17 вузлів; тип решітки – комбінована розріджена; крок прогонів 3,0 м; кількість прогонів на блок ферм: 9. Зазначимо, що альтернатива x_{34} при шарнірному сполученні у вузлах була б геометрично змінюваною. Дана альтернатива введена з метою демонстрації можливостей реалізованої методики у вирішенні задач вибору для нетрадиційних систем. В цілому реалізація алгоритму МСЕ у формі методу переміщень дозволяє робити повністю безрозкісні системи, проте експериментальні обрахунки засвідчили їхню завелику деформативність при вирішенні поясів із ГЗП.

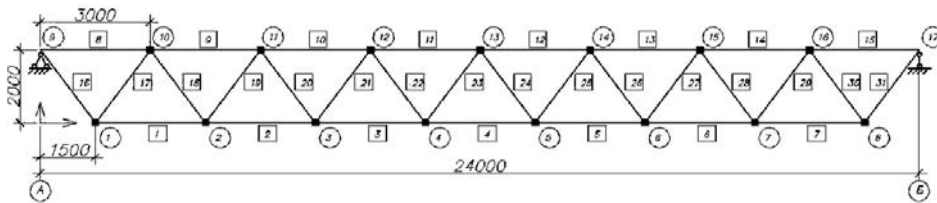


Рис. 9. Геометрична схема альтернатив x_{31}

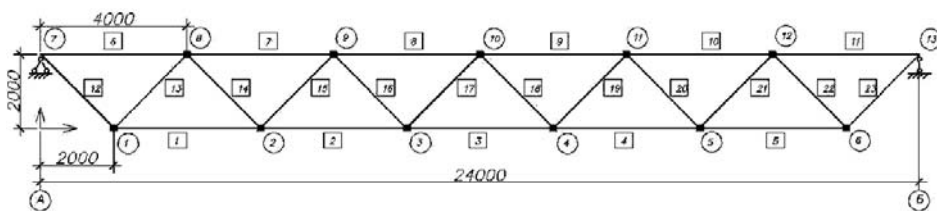


Рис. 10. Геометрична схема альтернатив x_{32}

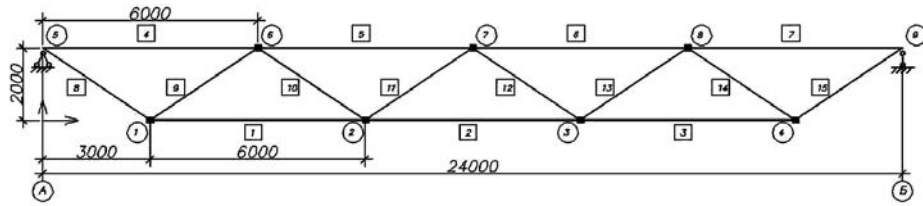


Рис. 11. Геометрична схема альтернатив x_{33}

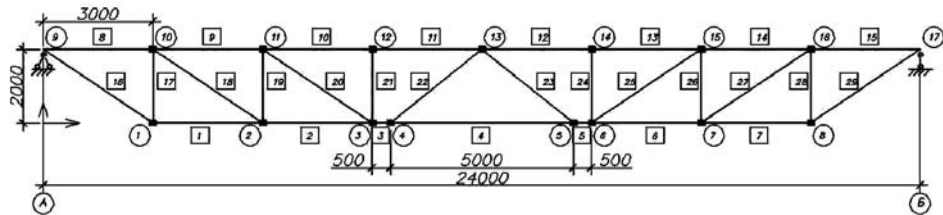


Рис. 12. Геометрична схема альтернатив x_{34}

Якісні дані. Будівля опалювана, розрахункова температура повітря у приміщенні $+17\text{ C}^\circ$, розрахункова температура зовнішнього повітря для холодного періоду року при розрахунку втрат теплоти крізь зовнішні огорожі -12 C° . Крок рамних поперечників будівлі $b = 6\text{ м}$. Сталь – С255; умови експлуатації нормальні; проектний срок експлуатації $T = 70$ років; тимчасовий опір розриву металу шва $R_{wm} = 410\text{ МПа}$; марка електродів УОНИ-13/45; $\beta_f = 0,7$; коефіцієнт умов роботи для неосновних елементів та вузлів $\gamma_c = 1,0$; кількість шарів фарбування – 2. Товщина ізоляційних панелей 150 мм. Умови уніфікації передбачають однакові за довжиною та між собою елементи поясів.

База цін уведена відповідно до прейскурантів, що діють на момент вирішення теоретичної задачі оптимального вибору (14.04.2009 р.), див. табл. 1. Ціна газу при визначенні експлуатаційних витрат на опалення умовної будівлі прийнята відповідно до «Прейскуранта цін на природний газ ресурсів НАК "Нафтогаз України"» для суб'єктів господарювання, $c_g = 2424,3\text{ грн}/1000\text{ м}^3$. Автоматизоване проектування в рамках системи окрім підбору перерізів стержнів ферм включає підбір профнастилу згідно з ГОСТ 24045-94, підбір прогонів із прокатних двотаврів згідно з ГОСТ 8239-89 та підбір в'язей із гнutoзварних замкнених профілів квадратного перерізу згідно з ГОСТ 8639-82. Заробітна платня робітника першого розряду становить 2000 грн/міс.

Таблиця 1

Розцінки на основні матеріали

Найменування витрат	Ціна	Одиниця виміру
Прямокутні замкнені профілі згідно з ДСТУ Б.В.2-6-8-95	4 690...8 130	грн/т
Квадратні замкнені профілі згідно з ГОСТ 8639-82	4 690...5 480	грн/т
Профільований настил згідно з ГОСТ 24045-94	50,62...112,68	грн/м ²
Листовий прокат	5 733...5 086	грн/т
Двотаври згідно з ГОСТ 8239-89	6393...8551	грн/т
Кутики з рівними полочками згідно з ГОСТ 8509-72	4688...8304	грн/т
Електроди типу УОНИ-13/45	8500	грн/т
Розчинник, марка Р-4	13	грн/кг
Грунтовка ГФ-021	12	грн/кг
Емаль ПФ-115 червона	10,85	грн/кг
Сандвіч-панелі типу "Термобуд" без плівки, 150мм	225	грн/м ²

Для ферм з паралельними поясами область допустимих значень задано $\bar{H} \{1,50; 1,55; \dots; 3,80; 3,85\}$ з умов транспортного габариту 3,85 м, а також технологічних особливостей виготовлення та прогнозованих обмежень за II граничним станом. Для ферм з трапецієподібним абрисом поясів відповідна область допустимих значень кута нахилу для заданої висоти крайнього стояка 1,2 м складає: $\bar{\alpha} \{3,0^0; 3,25^0, \dots; 12,0^0; 12,25^0\}$. Початкову висоту альтернатив із гнutoзварних замкнених профілів в осях задано 2,0 м, ферм з парних кутиків – 3,15 м. Початковий кут нахилу верхнього поясу ферм трапецієподібного абрису на основі узагальненого досвіду проектування задано $\alpha_0 = 6^0$.

Вирішення. Вибір оптимального рішення досліджується для області граничних розрахункових значень навантаження q_u , прийнятих у межах $\bar{q}_u \{2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0\}$ кН/м², що відповідає реальним навантаженням на покриття виробничих та складських будівель при їх традиційному вирішенні і відсутності технологічних навантажень від навісного обладнання та ін. Експлуатаційне розрахункове значення навантаження q_e прийнято в залежності $0,7 q_u$, що приблизно відповідає реальним співвідношенням експлуатаційних і граничних навантажень. Залежності значень критеріїв K_1, \dots, K_4 від граничного розрахункового навантаження для кожної з альтернатив наведені на рис. 13 – 16.

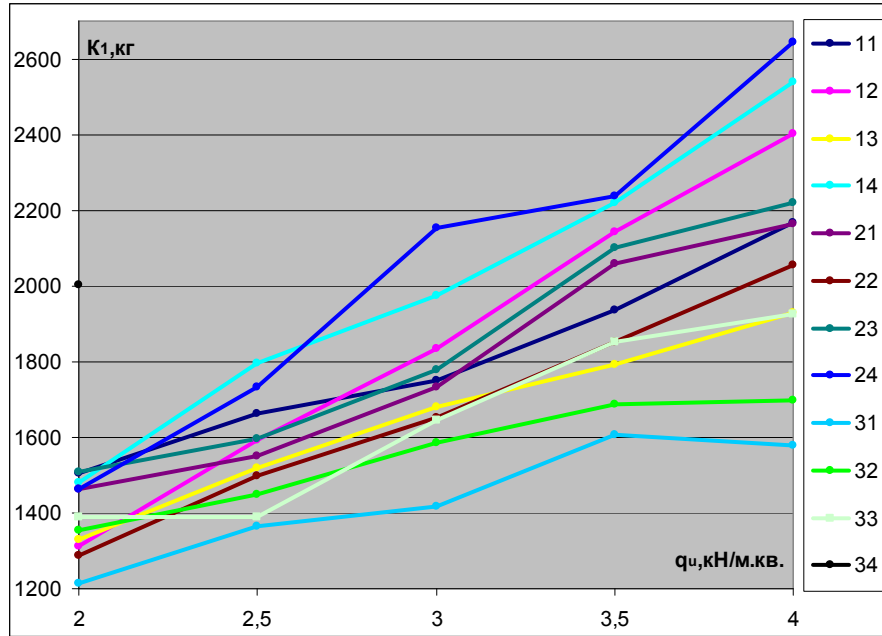


Рис. 13. Значення критерію K_1 оптимальних альтернатив при зміні q_u

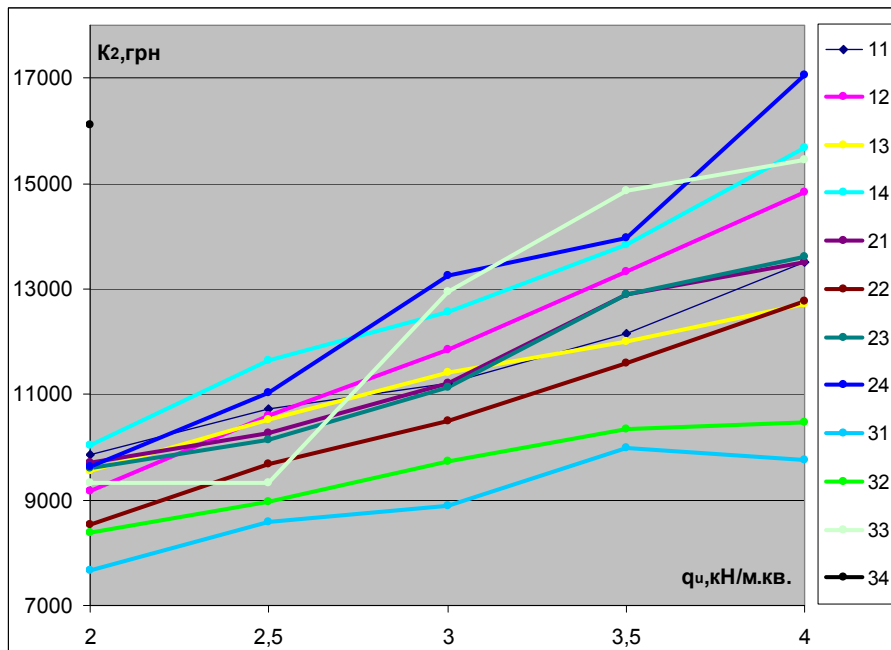


Рис. 14. Значення критерію K_2 оптимальних альтернатив при зміні q_u

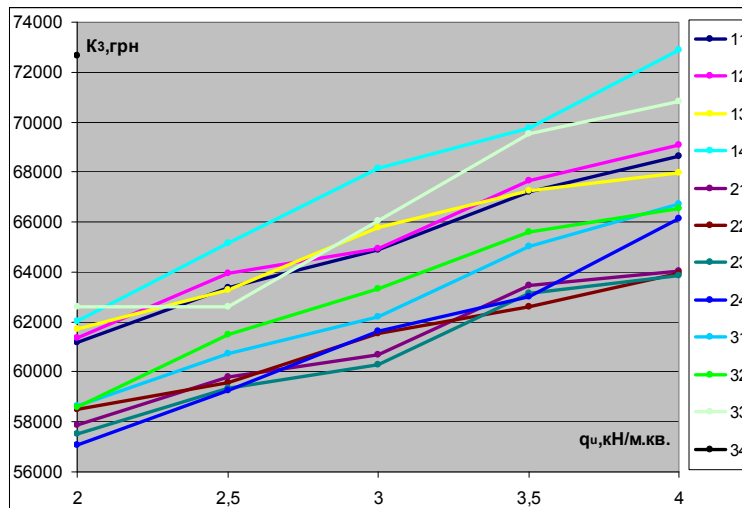


Рис. 15. Значення критерію K_3 оптимальних альтернатив при зміні q_u

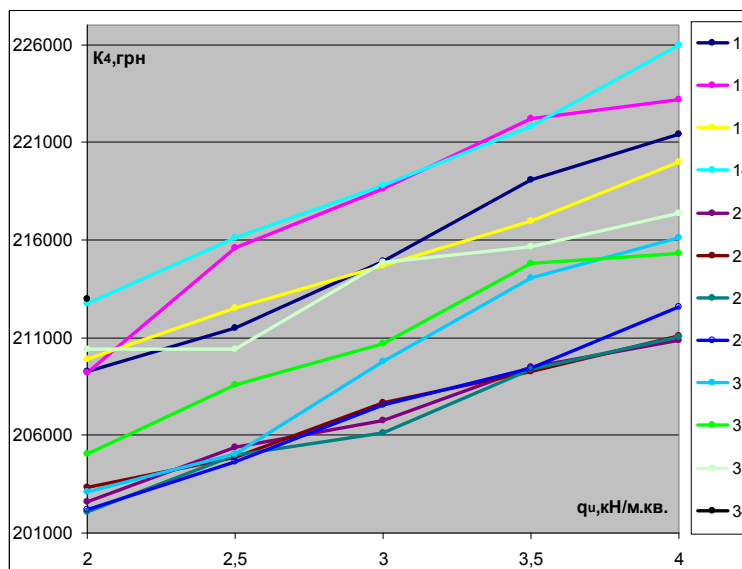


Рис. 16. Значення критерію K_4 оптимальних альтернатив при зміні q_u

Кількість альтернатив, що міститься в базі знань, може бути скінченно великою. Враховуючи основну властивість експертних систем – здатність до накопичення знань, можна відзначити, що по мірі використання системи при вирішенні реальних задач вибору кожним користувачем база наповнюється новими альтернативами, що можуть бути залучені до

вибору при вирішенні у свою чергу наступних задач. В цьому плані штучний досвід, який накопичується у системі, є індивідуальним, проте також вільний до обміну між користувачами.

Таблиця 2

Економія внаслідок вибору оптимального рішення порівняно до альтернатив із найгіршим показником критерію у початковому розв'язку

Критерій	Економія при q_u				
	2 кН/м ²	2,5 кН/м ²	3 кН/м ²	3,5 кН/м ²	4 кН/м ²
K_1	44,67%	60,86%	56,25%	45,47%	47,30%
K_2	57,99%	69,93%	66,20%	49,86%	58,39%
K_3	21,47%	24,94%	21,47%	10,98%	14,55%
K_4	12,23%	14,75%	12,02%	11,08%	12,19%

Слід також відзначити істотну залежність вибору оптимального рішення від якісних вихідних даних та об'єктивних умов. У цьому плані рішення можна назвати «миттєво оптимальним», тобто дійсним на момент вирішення для заданих преїскурантів цін.

Розроблена методика та реалізована експертна система можуть бути поширені на будь які інші типи конструкцій.

Висновки

Альтернативи, які досягають найменших значень обраного суперкритерію при заданому навантаженні, і є вирішенням задачі кардинального вибору. Економія внаслідок вибору оптимального рішення порівняно до альтернатив із найгіршим показником критерію у початковому розв'язку, які теж могли бути обрані, з урахуванням оптимізації геометрії та заданих вихідних даних складає від 11 % до 70 % для різних критеріїв вибору (табл. 2).

Наведений приклад наочно демонструє ефективність прийнятої методики та підтверджує вибір оптимального конструктивного рішення на стадії варіантного проектування як значний резерв економії сталевих конструкцій. Окрім того виявлено чутливість вирішення задачі вибору до вихідних умов щодо навантаження, особливо для альтернатив, що мають схожі топологічні типи.

Література

- [1] Білик А.С. Аналітичне моделювання функції маси сталевих конструкцій при виборі оптимальних конструктивних рішень сталевих ферм. // Зб. доповідей V міжн. наук.-техн. конф. “Будівельні металеві конструкції: сьогодення та перспективи розвитку”, – Київ, Вид-во «Сталь», 2006. – 664 с.

- [2] Білик А.С. Оптимальне проектування сталевих стержневих конструкцій із замкнених профілів // Тези доповідей наукової конференції молодих вчених, аспірантів і студентів КНУБА – Київ: КНУБА, 2007.
- [3] Білик А.С. Вибір оптимальних конструктивних рішень при аналізі якісних умов проектування // «Будівельні конструкції», зб. наук. праць, вип. 63 – Київ, НДІБК, 2005. – С.335 – 340.
- [4] Білик А.С., Пермяков В.О. Експертне моделювання вибору оптимальних рішень плоских сталевих зварних конструкцій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди / Зб. наук. праць. Вип. 16. Ч. 2. – Рівне, 2008. – С. 295 – 302.
- [5] Вальд А. Последовательный анализ. – М., Физматгиз, 1960. – 328с.
- [6] Виноградов А.И. Подмножества допустимых решений в теории оптимальных стержневых систем. Исследования по теории сооружений, вып. XVI. – М.: Стройиздат.,1968.
- [7] ЕНиР на строительные, монтажные и ремонтно-строительные работы. Конструкции зданий и промышленных сооружений. Введ. 18.12.90 – М.: Госстрой СССР, 1990.
- [8] Лившиц В.Н. Выбор оптимальных решений в технико-экономических расчетах. – М.: «Экономика», 1971. – 255 с.
- [9] Лихтарников Я.М., Вариантное проектирование и оптимизация строительных конструкций – М.: Стройиздат. – 5 с.
- [10] Многокритериальные задачи принятия решений / Под. ред. Д.М. Гвишиани, С.В. Емельянова; АН СССР; ВНИИ системных иссл. – М.: Машиностроение, 1978. – 184 с.
- [11] Пермяков В.А. Современное состояние проблемы оптимального проектирования стальных конструкций. // Металеві конструкції, № 1, 1998 – С. 17 – 20.
- [12] Сергеев Н.Д., Богатырев А.И. Проблемы оптимального проектирования конструкций. – Л.,Стройиздат, Ленингр.отд-ние, 1971. – 136 с.
- [13] Чичинадзе В.К. Решение невыпуклых нелинейных задач оптимизации. – М.: Наука. Главная редакция физ.-мат. Литературы, 1983. – 256с.
- [14] Шевченко Е.В. Совершенствование конструкций опор высоковольтных линий электропередачи и создание системы их автоматизированного оптимального проектирования. Автореферат дис... Докт. Техн. Наук. – Киев, 2000.
- [15] BS DD ENV 1993-1-1 :1992/A1 :1994.Eurocode 3 – Design of Steel Structures : Part 1-1 – General Rules and Rules for Buildings: Annex K - Hollow section lattice girder connections.
- [16] Jalkanen J. Multicriteria Tubular Truss Optimization // Design, fabrication and economy of welded structures. International Conference Proceedings, Horwood publ., Chichester,UK, 2008. – P. 71 – 79.

Надійшла до редколегії 07.07.2009 р.

УДК 624.014

Раціональні сталеві елементи рам двотаврового перерізу зі змінною висотою стінки

Білик С. І., д.т.н., Недоходюк І.Д., аспірант

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. Узагальнені дослідження напружено-деформованого стану двотаврів зі змінною висотою стінки. Запропоновані формули для визначення дотичних напружень і для визначення оптимальної висоти перерізу при дії згинальних моментів і поздовжніх сил.

Аннотация. Обобщены исследования по напряженно-деформированному состоянию двутавров с переменной высотой стенки. Предложены формулы для определения касательных напряжений и для определения оптимальной высоты сечения при действии изгибающих моментов и продольных сил.

Abstract. Accomplished researches Optimum of Steel elements by variable stiffness braced at the metal frame. General solution of Optimum of Steel Beam by variable web height was founded, which can be used in practical calculation have been present at the metal frame. Accomplished researches and founding laws of touch strength of steel cantilever beam, which have inclination web. In steel cantilever beam, which have inclination web, the touch strength is maximum of webs on inclination line web.

Ключові слова: сталеві конструкції, зварні двотаври змінного перерізу, міцність, стійкість, нормальні напруження, дотичні напруження, жорсткість, несуча здатність.

Актуальність. Використання сталевих конструкцій зі зварних двотаврів змінного перерізу дає суттєвий економічний ефект не тільки з позицій зменшення витрат сталі, але і завдяки можливості проектувати будівлі з раціональними енергетичними витратами (малоенергоємні будівлі) [1]. Тому розробка сталевих конструкцій економічних будівель універсального призначення за індивідуальними проектними рішеннями з використанням технологічних у виготовленні зварних сталевих елементів є актуальною проблемою і потребує подальшого розвитку та узагальнення теорії їх конструювання, а також надійного апарату розрахунку. До таких високотехнологічних елементів при виготовленні, транспортуванні і монтажі належать і зварні двотаври зі змінним перерізом.

Постановка задачі. Узагальнення досліджень особливостей розрахунку міцності і стійкості елементів зі зварних двотаврів зі змінною висотою перерізу.

Виклад основних досліджень. Наукові дослідження [2 – 10] стали основою для розвитку теорії розрахунку балок і колон змінного перерізу. Але

напружено-деформований стан зварних та розвинутих двотаврів зі змінною висотою стінки має такі особливості геометричної форми, які суттєво впливають на характер розподілення по перерізу дотичних напружень і на розподілення по довжині елемента нормальних напружень [2, 3, 14].

Вибір форми двотавра змінного перерізу (відношення жорсткостей кінцевих перерізів, відношення жорсткості стінки до полиць) залежить від схеми навантаження та розташування перерізу, де будуть виникати максимальні напруження [11]. Прийняття априорі положення про те, що в двотаврових балках зі змінною жорсткістю в перерізі з максимальною висотою, де діє максимальний згинальний момент і виникають максимальні нормальні напруження, може привести до помилки при визначенні несучої здатності [12].

Тому оптимальну висоту (h_0) двотаврової балки змінного перерізу рекомендується визначати через максимальний згинальний момент у максимальному перерізі, але з урахуванням додаткового коефіцієнта (k_R) [12]:

$$h_0 = k_{\gamma 1} \sqrt{k_R W_{x0} / t_{\omega}} ; h_0 = \sqrt[3]{k_{\gamma 1}^2 \sqrt[3]{k_R W_{x0} \lambda_{\omega}}} ; \quad (1)$$
$$k_{\gamma 1} = \sqrt{2 \psi_p [\psi_{p\omega} (1 - \frac{\gamma_h}{2}) (h_0 t_{\omega} / (6A_f) + 1)]},$$

де $h_{pz} = h_{p0} (1 - \gamma_h t_z)$, h_{p0} – максимальна висота ригеля, $h_{pn} = h_{p0} (1 - \gamma_h)$ – мінімальна висота ригеля, l – довжина елемента, $t_z = z / l$.

У рамних конструкціях із двотаврів зі змінною висотою перерізу при дії стискальних поздовжніх сил рам оптимальну висоту перерізу рекомендовано обчислювати за відношенням при $\psi_N = N / (\varphi A R_y)$:

$$h_0 = \sqrt[3]{k_{\gamma 2}^2 \sqrt[3]{W_{x0} \lambda_{\omega} / (1 - \psi_N)}} ;$$
$$k_{\gamma 2} = \sqrt{[2 \psi_p / \psi_{p\omega} (1 - \frac{\gamma_h}{2})] [h_0 t_{\omega} / (6A_f) + 1]^2 / [h_0 t_{\omega} / (3A_f) + 1]}. \quad (2)$$

В залежностях (1) і (2), після обчислення коефіцієнтів $k_{\gamma 1}$, $k_{\gamma 2}$, додатково враховано вплив висоти балки на перерозподіл згинальних моментів при конструктивних коефіцієнтах полиць (ψ_p) та стінки ($\psi_{p\omega}$). Результати досліджень також показали, що раціональна висота двотаврового елемента зі змінною висотою стінки буде вищою за висоту балки постійного

перерізу при однакових згинальних моментах та конструктивних (будівельних) коефіцієнтах. В формулі (3) величина $(1 - N / A\varphi R_y \gamma_c)$ враховує вплив поздовжніх сил (N) у максимальному перерізі стояка площею A .

Додатковий коефіцієнт запасу міцності максимального перерізу (k_R) необхідно приймати в залежності від схеми навантаження елемента та форми балки. Так для консольної двотаврової балки прогоном l з лінійно змінною висотою стінки, яка завантажена на вільному кінці зосередженою силою P , умова міцності має узагальнений вигляд для поточного перерізу.

$$\Phi_z = [W_{xf0}(1 - \gamma_h t_z) + W_{x\omega 0}(1 - \gamma_h t_z)^2] - \frac{M_{x0}}{R_y \gamma_c} (1 - t_z) \geq 0. \quad (3)$$

Координати перерізу, де виникають максимальні нормальні напруження, визначають з умови екстремуму загальної функції, умови міцності балки $d\Phi_z / dt_z = 0$:

$$d\Phi_z / dt_z = -\gamma_h W_{xf0} - 2\gamma_h W_{x\omega 0}(1 - \gamma_h t_z) + \frac{M_{x0}}{R_y \gamma_c} = 0;$$

$$\gamma_h t_z = \frac{1}{2} + \frac{W_{x0}}{2W_{x\omega 0}} \left(1 - \frac{M_{x0}}{\gamma_h R_y \gamma_c W_{x0}}\right).$$

Напруження, які виникають у максимальному перерізі, будуть: $\sigma_0 = M_{x0} / W_{x0}$. Коефіцієнт запасу міцності максимального перерізу слід прийняти рівним $(1 / k_R = \sigma_0 / R_y \gamma_c)$. Тепер координати перерізів, в яких можуть виникати максимальні напруження, будуть залежати від параметра змінності перерізу γ_h і відношення моментів опору перерізу і стінки.

$$\gamma_h t_z = \frac{1}{2} + \frac{W_{x0}}{2W_{x\omega 0}} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\gamma_h R_y \gamma_c}\right); \quad \gamma_h t_z = \frac{1}{2} + \frac{W_{x0}}{2W_{x\omega 0}} \left(1 - \frac{1}{\gamma_h k_R}\right)$$

Умова, за якою максимальні напруження виникають в перерізі з максимальним перерізом при $t_z = 0$ і $k_R = 1$, впливає з останнього рівняння:

$$\gamma_h = \frac{1}{(1 + W_{x\omega 0} / W_{x0})}.$$

Аналогічні дослідження проведені для двоскатної балки змінного перерізу для покриттів будівель при шарнірному обпиранні на колони. Числовими дослідженнями рівняння (3) визначені залежності між k_R і γ_h .

Дотичні напруження в балках зі змінною висотою стінки. Двотаврові сталеві елементи зі змінним перерізом стінки і полиці як елементи рамних конструкцій. Однією із особливостей напружено-деформованого стану елементів змінного перерізу в загальному випадку є інший, порівняно з елементами постійного перерізу, характер зміни епюр нормальних і дотичних напружень по висоті перерізу.

Свого часу була аналітично вирішена задача згину клиноподібної балки прямокутного перерізу [3]. Цим рішенням встановлено, що в консольному елементі при згині максимальні дотичні напруження виникають у крайніх волокнах клина, а не посередині, як для аналогічних конструкцій постійного перерізу. В дослідженнях [11, 14] показано, що приблизна формула дає достатньо достовірний результат порівняно з точним рішенням при куті нахилу зовнішніх крайок до $10...15^\circ$. В роботі [2] на основі гіпотез опору матеріалів показано, що для консольної клиноподібної балки прямокутного перерізу при дії на вільному кінці зосередженої сили відношення дотичних напружень (τ) до нормальних σ є величина постійна. При використанні декартової і полярної системи координат відношення τ / σ для клиноподібної балки прямокутного перерізу набуває виду [14]

$$\tau = \frac{P y_{ci}^2}{I_{xz}}; y_{ci} = l_a \left(1 - \frac{z_c}{l_a}\right) \operatorname{tg} \theta_i; \quad (4)$$

$$\sigma = \frac{P l_a (1 - z_c / l_a)}{I_{xz}} y_{ci}; \frac{\tau}{\sigma} = \frac{P y_{ci}^2 I_{xz}}{I_{xz} P l_a (1 - z_c / l_a) y_{ci}} = \operatorname{tg} \theta_i; \quad (5)$$

$$I_{xz} = \frac{h_c^3 b}{12} = \frac{2 l_a^3 b}{3} (1 - z_c / l_a)^3 \operatorname{tg}^3 \alpha_n; M_{xz} = P(l_a - z_c) = P l_a (1 - z_c / l_a),$$

де θ_i – кут між поздовжньою віссю симетрії клина і радіусом, який з'єднує вершину клина і точки перерізу з координатою y_{ci} ; I_{xz} – момент інерції перерізу балки з координатою z ; y_{ci} – вертикальна координата точки перерізу. Тобто головні нормальні напруження направлені поздовж похилих волокон під кутом θ_i .

Для балок двотаврового перерізу розподіл дотичних напружень краще визначати з диференціальної залежності [11].

$$\begin{aligned}\tau &= -\frac{1}{t_{\omega}} \left(\frac{M_{xz} S_{xz}}{I_{xz}} \right)' = -\frac{S_{xz}}{t_{\omega} I_{xz}} (M_{xz})' - \frac{M_{xz}}{t_{\omega}} \left(\frac{S_{xz}}{I_{xz}} \right)'; \\ \tau &= -\frac{S_{xz}}{t_{\omega} I_{xz}} (M_{xz})' - \frac{M_{xz} [(S_{xz})' I_{xz} - S_{xz} (I_{xz})']}{t_{\omega} I_{xz}^2}; \\ \tau &= -\frac{S_{xz}}{t_{\omega} I_{xz}} (M_{xz})' - \frac{M_{xz} (S_{xz})'}{t_{\omega} I_{xz}} + \frac{M_{xz} S_{xz} (I_{xz})'}{t_{\omega} I_{xz}^2}.\end{aligned}\quad (6)$$

Згинальний момент прийнято відраховувати в декартовій системі координат, яка розташована в центрі ваги максимального за розмірами перерізу. За дослідженнями [11] пропонується приблизна формула для визначення дотичних напружень при дії постійної поперечної сили. Якщо виразити геометричні характеристики перерізу через поточний статичний момент відокремленої частини перерізу, статичні моменти полиці та половини стінки двотавра, то останній вираз дещо спроститься:

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{QS_{xz}^*}{t_{\omega} I_{xz}} - \gamma_h \frac{M_{xz}}{(1-\gamma_h z/l)t_{\omega} I_{xz}} S_{fz} \left(1 - \frac{I_{x\omega z}}{I_{xz}}\right) - \gamma_h \frac{M_{xz} S_{\omega xz}}{(1-\gamma_h z/l)t_{\omega}} \frac{I_{x\omega z}}{I_{xz}^2} + \\ &+ \gamma_h M_{xz} \frac{0,5 y_c^2 (2 + I_{x\omega z}/I_{xz})}{(1-\gamma_h z/l) I_{xz}}; \\ S_{xz}^* &= (1-\gamma_h z/l) b_f t_f \left(\frac{h_{co}}{2}\right) + 0,5 t_{\omega} (1-\gamma_h z/l)^2 \left(\frac{h_{co}}{2}\right)^2 - 0,5 t_{\omega} y_c^2; \\ S_{fz} &= b_f t_f \left(\frac{h_{co}}{2}\right) (1-\gamma_h z/l); \\ S_{\omega xz} &= 0,5 t_{\omega} \left(\frac{h_{co}}{2}\right)^2 (1-\gamma_h z/l)^2.\end{aligned}\quad (7)$$

У рівнянні (6): S_{xz}^* – статичний момент інерції відокремленої частини поточного перерізу при координаті y_i ; I_{xz} – момент інерції всього перерізу з координатою z ; M_{xz} – згинальний момент; S_{fz} – статичний момент інерції полиці поточного перерізу; $S_{\omega xz}$ – статичний момент інерції половини стінки поточного перерізу двотаврової балки; t_{ω} – товщина стінки

двотавра, висота стінки $h_{cz} = h_{c0}(1 - \gamma_h t_z)$. Таким чином, дотичні напруження будуть залежати від згинального моменту, статичного моменту інерції перерізу відсіченої частини та моменту інерції перерізу. Подальші дослідження показали [11], що в двотаврах зі змінною висотою стінки полиці постійного перерізу суттєво зменшують зростання дотичних напружень від середини балки до полиць. При $\gamma_h = 0$ формула (5) переходить у відому формулу Журавського для визначення дотичних напружень у балках з постійним перерізом.

У випадку, коли балка має прямокутний переріз ($I_{xz} = I_{xoz}$) (рівність нулю площі полиці $S_{fz} = 0$; $I_{xoz} = I_{xz}$) формула (6) перейде у формулу розподілу дотичних напружень усіченої клиноподібної балки з прямокутним перерізом.

$$\tau = \frac{QS_{xz}^*}{t_{\omega} I_{xz}} - \gamma_h \frac{M_{xz} S_{xz}}{(1 - \gamma_h z/l) t_{\omega} I_{xz}} + \gamma_h M_{xz} \frac{1,5 y_c^2}{(1 - \gamma_h z/l) I_{xz}}. \quad (8)$$

При $\gamma_h = 1$ формула (7) прийме вид формули (3).

Отримані також аналітичні залежності визначення дотичних напружень при дії рівномірно розподіленого навантаження (q) [11] та при дії поздовжньої сили. Визначена закономірність розподілу дотичних напружень у перерізі двотаврових елементів, стиснутих поздовжньою силою (N_p):

$$\tau = \gamma_h \frac{N_p}{t_{\omega} h_0 l} \frac{y_c}{[2b_f t_f / t_{\omega} h_0 + (1 - \gamma_h z/l)]^2}. \quad (9)$$

Зміна знака координати точки перерізу y_c змінює напрямок розподілу дотичних сил. Закономірність розподілу дотичних напружень у клиноподібних двотаврових балках має асиметричний характер і дотичні напруження збільшуються від нейтральної осі до лінії стику полиці і стінки. Для клиноподібних балок прямокутного перерізу з урахуванням (5) і при $\gamma_h = 1$ та при $l_a = l$ відношення нормальних напружень до дотичних також буде змінюватись в залежності від кута нахилу волокон θ_i та поздовжньої координати. Проведені числові дослідження напружено-деформованого стану зварних двотаврів зі змінною висотою стінки методом скінченних елементів опорних рамних конструкцій безфундаментних башт, які підтвердили виявлену закономірність розподілу дотичних напружень в

перерізах двотаврових балок зі змінною висотою стінки при дії згинального моменту і поздовжньої стискаючої сили за відношеннями (8, 9).

Таким чином показано, що розподіл дотичних напружень залежить від схеми навантаження елемента. Збільшення площі полиць зменшує зростання дотичних напружень від нейтральної осі до зовнішніх полиць двотаврових балок при постійному значенні поперечної сили. При рівномірно розподіленому навантаженні змінність висоти перерізу має менший вплив на розподіл дотичних напружень по висоті перерізу порівняно з балками постійного перерізу. При зменшенні площі полиць двотаврова балка переходить до балки з прямокутним перерізом, для яких вплив змінності висоти перерізу найбільший.

Аналіз результатів досліджень дав підставу запропонувати методику розрахунку розподілу дотичних напружень у стінках двотаврових елементів рам зі змінною висотою перерізу.

Стійкість рам. Ефективність сталевих рамних каркасів із використанням двотаврів зі змінною висотою перерізу (перфорованих, розвинутих, зварних) зростає при використанні в будівлях з високими стояками та при збільшенні прогону рами або при використанні багатопрогонних рам зі стояками змінного перерізу. Але при збільшенні відношення висоти стояка рами до прогону, а також при використанні комбінованих систем можливість втрати стійкості рами за кососиметричною формою зростає. При збільшенні відношення прогону рами до висоти стояка і навпаки, зростає вірогідність втрати стійкості рами за симетричною формою, що при зниженні погонної жорсткості ригеля рами може бути вирішальною [7, 10]. Слід відмітити, що кожного разу при проектуванні сталевих рам з двотаврів змінного перерізу необхідно проводити дослідження щодо впливу на стійкість рам з елементів змінного перерізу кута нахилу напівригелів та кутів нахилу стояків. Розв'язок диференціальних рівнянь зі змінними коефіцієнтами в площині зміни перерізу достатньо відомий [4 – 10].

Запропонована методика визначення коефіцієнтів розрахункової довжини стояків рам із двотаврів зі змінною висотою перерізу [10, 13]. За методикою стояк змінного перерізу рами розглядається як стержень на пружних опорах. Якщо відома з попередніх досліджень форма втрати стійкості рами, то виконують статичні розрахунки рами, яка завантажена одиничними зусиллями за напрямками можливих кінематичних переміщень (за аналогом накладання фіктивних в'язів за методом переміщень). Тобто необхідно зі статичного розрахунку вибрати для визначення стійкості систему одиничних зусиль таким чином, щоб форма деформованого стану рами від одиничних переміщень була подібною до форми втрати стійкості рами за симетричною або кососиметричною формою. Зі статичного розра-

хунку за кожним одиничним навантаженням, подібним до втрати стійкості рами, визначають пружність защемлення стояків рами. Далі з отриманих результатів обирають найменше значення жорсткостних характеристик обпирання стояка рами. Проведені числові дослідження коефіцієнтів розрахункової довжини центрально-стиснутих стояків змінного перерізу на пружних опорах в залежності від характеристик пружності обпирання кінців елемента. Таким чином, виходячи з результатів статичного розрахунку рами і на підставі числових досліджень стандартних випадків втрати стійкості центрально-стиснутих стояків на пружних опорах, обирається коефіцієнт розрахункової довжини стояків рам. Такий підхід є дещо приблизним в низці задач, але завдяки універсальності допомагає визначити коефіцієнти розрахункової довжини стояків рам значної кількості одноповерхових каркасів. У загальному випадку коефіцієнт розрахункової довжини стояків змінного перерізу за фізичним змістом зручно приводити до коефіцієнта розрахункової довжини стержня, шарнірно опертого з постійним моментом інерції найбільшого перерізу (перерізу карнизного вузла) [13].

Окремим питанням стійкості стержнів змінного перерізу є врахування розвитку обмежених пластичних деформацій з урахуванням випадкових ексцентриситетів у двох головних площинах як для стрижнів постійного перерізу. Теоретично, як приблизний підхід, задачу можна вирішити шляхом введення в диференціальне рівняння стійкості стержня і положення про зміну модуля пружності по довжині елемента, що призведе до зменшення жорсткості колони і підвищенню коефіцієнта розрахункової довжини при переході до перерізу з максимальною жорсткістю, а при урахуванні зміни центра ваги приведенного перерізу при розвитку пластичних деформацій – до збільшення розрахункового згинального моменту.

Висновки

Розрахунок несучої спроможності рамних каркасів із двотаврів змінного перерізу слід виконувати з урахуванням виявлених особливостей напружено-деформованого стану: визначення перерізу з максимальними нормальними напруженнями і закономірностями розподілу дотичних напружень.

Література

- [1] Білик С.І. Рамна конструкція будівлі, формоутворена навколо складного функціонального об'єму / С.І. Білик // Прикладна геометрія та інженерна графіка : міжвід. наук. зб. / МОН України, КНУБА. – К., 2005. – Вип. 75. – С. 173 – 178.
- [2] Бюргер И.А., Мавлютов Р.Р. Сопротивление материалов. Учебное пособие. – М.: Наука. Гл.ред.физ.-мат. лит., 1986. – 560 с.

- [3] Демидов С.П. Теория упругости. – М.: Висш. школа, 1979. – 432 с.
- [4] Динник А.Н., Лесков В.Н. Повздовжній угин та його застосування в техніці. – Харків – Дніпропетровськ: Тех. видав, 1932. – 164 с.
- [5] Киселев В.А. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений. Спецкурс. – М.: Стройиздат, 1980. – 616 с.
- [6] Лейтес С.Д. Устойчивость упруго закрепленных сжатых стержней, жесткость которых изменяется по степенному закону. // *Материалы по металлическим конструкциям.* – М.: Стройиздат, вып. 17, 1973 – С. 127 – 148.
- [7] Смирнов А.Ф., Александров А.В., Лашенников Б.Я., Шапошников Н.Н. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений. – М.: Стройиздат, 1984 – 416 с.
- [8] Снитко Н.К. Устойчивость стержней переменного сечения // *Строительная механика и расчет сооружений.* – 1968, № 1. – С. 34 – 35.
- [9] *Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический.* // Под ред. проф. Уманского А.А. – М.: Изд. лит. по строительству, 1973, книга 2. – 415 с.
- [10] Бильк С.И. Расчетная длина элементов стальных рам из развитых двутавров с переменной высотой стенки. // *Сопротивление материалов и теория сооружений.* – К.: Будівельник, 1989, Вып. 55. – С.93 – 96
- [11] Білик С.І. Дотичні напруження в сталевих балках зі змінним перерізом // *Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. научн. тр. / МОН України, ПГАСА.* – Днепропетровск, 2008. – Вып. 39. – С. 58 – 61.
- [12] Білик С.І. Раціональні сталеві двотаврові балки зі змінною висотою стінки // *Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Сб. наук. праць / МОН України, НУВГП.* – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 73 – 78.
- [13] Білик С.І. Методика розрахунку на стійкість сталевих рам із двотаврів зі змінною висотою стінки / С.І. Білик // *Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди / Зб. наук. праць / МОН України / НУВГП.* – Рівне, 2008. – Вип. 16. – Ч.2. – С. 73 – 78.
- [14] Bilyk S. I. Stability analysis of bisymmetrical tapered I-beams / S. I. Bilyk // *Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures Proceeding of the XI international conference on metal structures (ICMS–2006) : Pzeszow, Poland, 21–23 June, 2006-p.* – Pzeszow, 2006. – С. 254 – 255

Надійшла до редколегії 08.07.2009 р.

УДК 624.014

Оптимізація типорозмірів поперечних перерізів стрижнів сталевих конструкцій

Пелешко І.Д., к.т.н., Балук І.М., магістр

Національний університет «Львівська політехніка», Україна

Анотація. У даній роботі сформульовано задачу оптимізації стрижневих сталевих конструкцій при обмеженій кількості використовуваних типорозмірів поперечних перерізів стрижнів. Математична модель цієї задачі містить запропоновані дискретні змінні проектування, що задані множиною типорозмірів, доступних для використання. Отримано дані про перевитрати сталі при зменшенні кількості типорозмірів поперечних перерізів стрижнів тестової конструкції.

Аннотация. В данной работе сформулирована задача оптимизации стержневых стальных конструкций при ограниченном количестве используемых типоразмеров поперечных сечений стержней. Математическая модель этой задачи содержит предложенные дискретные переменные проектирования, которые заданы множеством типоразмеров, доступных для использования. Получены данные о перерасходах стали при уменьшении количества типоразмеров поперечных сечений стержней тестовой конструкции.

Abstract. In this paper the task of optimization of the cored steel constructions is formulated at the limited number of in-use stiffness types of cross sections of bars. The mathematical model of this task contains the offered discrete design variables which are set of stiffness types, that accessible for the use. Information is got about expence of steel at decreasing of number of stiffness types of cross sections of bars of test construction.

Ключові слова: оптимальне проектування, сталеві конструкції, генетичний алгоритм, програмне забезпечення.

Постановка проблеми. Широке застосування сталевих конструкцій у будівництві та в цілому в промисловості супроводжується різноманітністю типів і розмірів будівель та споруд, вузлів та елементів конструкцій і їхніх поперечних перерізів. При великій кількості типорозмірів ускладнюється процес виробництва, що збільшує вартість конструкції. Уніфікація, зменшення числа типорозмірів стрижнів призводять до збільшення маси конструкції, що також підвищує вартість. Одним із шляхів підвищення ефективності конструкцій є оптимальна уніфікація, закріплення типорозмірів поперечних перерізів за стрижнями конкретної конструкції, яка має свої закони розвитку у відповідності з її призначенням й експлуатацією [9].

Аналіз останніх досліджень. Методика пошуку оптимальної кількості типорозмірів стрижнів у кровляних фермах розглядається в [2]. За критерій оптимальності приймалася сумарна вартість сталі та виготовлення. Од-

ним з етапів цієї методики є визначення витрат сталі при різній кількості типорозмірів.

В [11] досліджено вплив кількості типорозмірів стрижнів на оптимальні параметри й техніко-економічні показники просторових решітчастих покриттів. При цьому використовувався розподіл конструкції на зони уніфікації стрижнів при різній кількості типорозмірів.

У наведених дослідженнях відсутня детальна інформація про використання методики уніфікації стрижнів. У даній роботі формулюється та вирішується задача оптимального закріплення поперечних перерізів за стрижнями сталевих конструкцій при обмеженій кількості типорозмірів.

В [1] для рішення задач оптимальної уніфікації, що мають дискретний характер, використовувалися два методи оптимізації: метод визначення шляху на графі й метод «віток та границь». Вони піддаються чіткій алгоритмізації, проте мають обмежену сферу використання, що викликано деякою складністю їхнього застосування.

У [11] розглянуто інший метод пошуку дискретних рішень задач оптимізації, що враховує наявні сортаменти профілів металопрокату, вимоги модульності, уніфікації тощо. Він передбачає перебирання дискретних точок в області, що близька до точки оптимального неперервного розв'язку. Ця область апроксимується еліпсоїдом, побудова якого передбачає існування похідних.

Для пошуку розв'язку задач оптимальної уніфікації при обмеженій кількості типорозмірів застосуємо генетичний алгоритм [8], що не вимагає існування похідних.

Символьне представлення деяких видів змінних проектування, що використовуються при оптимальному проектуванні стрижневих металевих конструкцій із використанням генетичного алгоритму, розроблено в [5].

Зміна коду програми для врахування обмеження кількості використовуваних типорозмірів поперечних перерізів стрижнів конструкції вимагає додаткових витрат часу, що, зазвичай, неприпустимо при заданих термінах проектування. Таке обмеження можна реалізувати розширенням універсальної мови запису постановок задач оптимізації стрижневих металевих конструкцій [4].

Для практичного підтвердження теоретичних положень розглянемо також приклад постановки й розв'язку задачі оптимальної уніфікації для побудови залежності мінімальної маси стрижневої конструкції від кількості типорозмірів поперечних перерізів стрижнів.

Виклад основного матеріалу. У загальному випадку прикладні задачі оптимального проектування металевих конструкцій часто формулюють як задачі пошуку таких значень \bar{X}^* невідомих параметрів X системи:

$$\bar{X} = (X_i), i = \overline{1, N_X}, \quad (1)$$

які забезпечують найменше (або найбільше) значення вибраного критерію оптимальності:

$$f^* = f(\bar{X}^*) = \min_{\bar{x} \in D} f(\bar{X}) \quad (2)$$

в області припустимих проектних рішень D , що окреслена системою обмежень-рівностей та нерівностей

$$\psi(X) = \{ \psi_\kappa(X) = 0 \mid \kappa = \overline{1, N_{EC}} \}; \quad (3)$$

$$\varphi(X) = \{ \varphi_\eta(X) \leq 0 \mid \eta = \overline{1, N_{IC}} \}; \quad (4)$$

$$\pi(X) = \{ X_i^L \leq X_i \leq X_i^U \mid i = \overline{1, N_{LUC}} \}, \quad (5)$$

де N_X – кількість невідомих параметрів системи (змінних проектування); \bar{X}^* – оптимальний розв'язок задачі; f^* – найменше значення критерію оптимальності; N_{EC} , N_{IC} , N_{LUC} – кількість обмежень відповідних типів [7].

Змінними проектування \bar{X} стрижневої системи називають незалежні величини, значення яких відшукуються під час розв'язання задачі оптимізації [7]. Зазвичай, за змінні проектування приймають параметри, які належать множині параметрів входу математичної моделі об'єкта проектування. Їх можна поділити на неперервні та дискретні. Неперервні змінні можуть отримувати будь-яке значення з визначеного інтервалу (5). Ними описують координати вузлів конструкції, зусилля попереднього напруження в зайвих в'язях статично невизначуваних систем тощо. Дискретні змінні отримують деяке значення з визначеної скінченної множини можливих значень. Такими змінними можна описувати, наприклад, шукані типорозміри поперечних перерізів стрижнів.

За критерій оптимальності (2) приймають один із визначених показників ефективності конструкції, за допомогою яких оцінюють якість проекту. При цьому вимагають досягнення критерієм оптимальності екстремальних (максимальних або мінімальних) значень. За критерій оптимальності можна приймати масу конструкції, вартість матеріалу, приведені затрати, вартість конструкції з урахуванням затрат на виготовлення чи монтаж

тощо. Використання узагальнюючого критерію вартості конструкції є часто проблематичним тому, що потрібна інформація для формування аналітичного виразу може бути відсутньою або важко доступною. Оскільки критерії вартості й маси конструкції є взаємопов'язаними, використання останнього в якості критерію вважається коректним у більшості випадків, у тому числі й при фіксованій геометрії конструкції [6].

Обмеження (3) та (4) описують умови функціонування системи відповідно до вимог, яким повинен відповідати об'єкт проектування. Ці обмеження можна поділити на нормативні та додаткові. Нормативні обмеження враховують обов'язкові до виконання вимоги, що викладені в нормативних документах і стосуються багатьох можливих варіантів об'єкта проектування та його елементів [7]. Додаткові обмеження враховують специфічні вимоги, що висувають до конкретного об'єкта проектування. Вони можуть бути пов'язані із завданням на проектування, результатами аналізу взаємодії об'єкта проектування з іншими елементами споруди та архітектурними вимогами. До них пропонуємо віднести обмеження до кількості використовуваних типорозмірів у стрижнях конструкції.

Конкретизуємо наведене узагальнене формулювання задачі оптимізації (1) та (5) для задачі оптимального закріплення поперечних перерізів за стрижнями конструкції.

Нехай відома множина C різних типорозмірів поперечних перерізів (типів жорсткості), які можуть використовуватися для стрижнів деякої конструкції та множина K цих стрижнів. Елементи C відрізняються типами поперечних перерізів, способом задавання їхніх розмірів (змінними проектування чи фіксованим їхнім значенням). Для представлення розмірів поперечних перерізів використовуємо вектор \bar{X}_R змінних проектування.

Кожен стрижень t характеризується одним елементом із множини C . Цей елемент може бути заданим, фіксованим або вибиратися з деякої відповідної підмножини C_t множини C ($C_t \subset C$). Кожна підмножина C_t описує ті значення, які може набувати відповідна дискретна змінна X_{C_t} , значенням якої є типорозмір поперечного перерізу (наприклад, прокатний двотавр, тавровий переріз із двох кутників). Таку змінну запропоновано називати змінною типу "тип жорсткості" (ТТЖ).

Нехай типорозміри, що фактично використані в стрижнях, утворюють множину C_n ($C_n \subset C$). Кількість $SCnt$ елементів множини C_n може обмежуватись деяким числом n ($1 \leq n \leq |C|$):

$$SCnt \leq n. \quad (6)$$

Задача оптимального закріплення поперечних перерізів за стрижнями конструкції полягає у наступному: знайти такі \bar{X}_C і \bar{X}_R , при яких маса конструкції буде мінімальною, а обмеження (3) – (6) будуть виконуватись.

Генетичний алгоритм, що застосовувався для рішення поставленої задачі, моделює еволюційний процес і використовує бінарне представлення змінних проектування та ітеративний спрямований випадковий пошук [5]. Кожний варіант можливого розв'язку задачі (особина) $\bar{X}_k^{(t)}$ представляється символьним рядком $B_k^{(t)}$ (генетичним кодом), що складається з рядків $\beta_{i,k}^{(t)}$ (генів), тут t – номер кроку (покоління). Кожен ген $\beta_{i,k}^{(t)}$ характеризує одну змінну проектування X_{C_i} або X_{R_i} . Кількість генів збігається з кількістю змінних проектування. На множині рядків визначена функція пристосованості особини до зовнішнього середовища $\mu(B_k^{(t)})$, що дозволяє оцінити наближеність кожної особини до оптимального розв'язку. Функція пристосованості відрізняється від функції мети доданком, що враховує кількість порушених обмежень.

Особливістю розглянутого алгоритму є те, що при створенні однієї з особин першого покоління використовуються поточні значення змінних проектування. Інші особини першого покоління формуються випадковим чином.

Для утворення особин наступного покоління використовувався парний турнірний відбір, при якому із двох випадковим чином обраних особин покоління вибирається особина із кращою пристосованістю. Найкраща особина даного покоління переноситься в наступне покоління – так забезпечується збереження найкращого проекту при зміні поколінь.

Після завершення відбору для формування наступного покоління виконуються генетичні операції: одноточковий кросінгвер, мутація та інверсія [8].

Після отримання нової популяції відбувається декодування генів $\beta_{i,k}^{(t)}$ кожної її особини в необхідну форму X_{C_i} та X_{R_i} для подальшої оцінки. Значенням змінної X_{C_i} після декодування є призначений генетичним алгоритмом індекс елемента в множині C_i . Так отримані проекти конструкції перевіряють на виконання нормативних і додаткових вимог. Потім вираховують значення пристосованості особин відповідно до

функції мети. Після цього переходять до створення нової популяції на основі даної.

Використаємо сформульовану задачу для побудови залежності мінімальної маси конструкції від кількості типорозмірів для десятиелементної консольної ферми (рис. 1), що широко використовувалась в літературі [10] для порівняння різних методик оптимального проектування.

Ферма проектується для двох випадків завантаження (рис. 1). Густина та модуль пружності матеріалу ферми $\rho g = 0,1 \frac{\text{фунт}}{\text{дюйм}^3} = 2,768 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$,

$$E = 10^7 \frac{\text{фунт}}{\text{дюйм}^2} = 703,074 \frac{\text{т}}{\text{см}^2}.$$

Враховуються наступні обмеження: нижня гранична межа площі поперечного перерізу для всіх елементів $b^L = 0,10 \text{ дюйм}^2 = 0,64516 \text{ см}^2$; верхня гранична межа відсутня; граничне переміщення вузлів конструкції $x^a = z^a = 2 \text{ дюйм} = 50,8 \text{ мм}$; граничне напруження для стиснутих і розтягнутих стрижнів ферми $\sigma^a = 25 \times 10^3 \frac{\text{фунт}}{\text{дюйм}^2} = 1,758 \frac{\text{т}}{\text{см}^2}$ [10].

За функцію мети приймали мінімум маси M конструкції $f=M \rightarrow \min$.

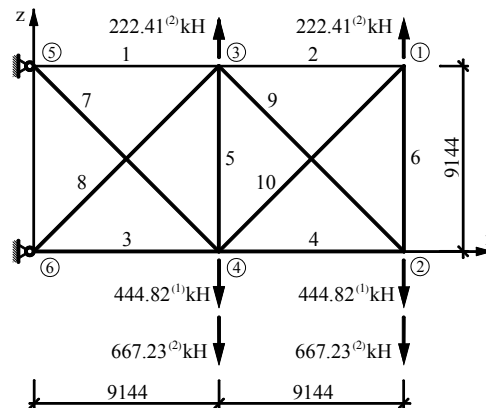


Рис. 1. Розрахункова схема десятиелементної консольної ферми (верхній індекс вказує номер завантаження).

Для даної ферми спочатку були складені й вирішені за допомогою генетичного алгоритму задачі оптимізації при мінімальній і максимальній кількості типорозмірів (1 та 10). При одному типорозмірі, який призначався всім стрижням конструкції, відшукували оптимальне значення однієї

змінної X_R . При 10 типорозмірах кожному стрижню задавався окремий типорозмір. Для кожного стрижня потрібно було знайти оптимальне значення X_{Ri} . Змінні X_{Ci} не задавались для обох випадків. Було виявлено, що з 10 можливих для використання типорозмірів для даної конструкції фактично треба застосувати тільки 8, оскільки три стрижні отримали мінімальну площу поперечного перерізу $0,64516 \text{ см}^2$.

Потім були складені й послідовно розв'язані задачі оптимізації ферми при обмеженій різній кількості n ($2 \leq n \leq 7$) використовуваних типорозмірів поперечних перерізів стрижнів. При формулюванні цих задач використано множину C з 10 типів жорсткості (ТЖ), утворених для одного типу поперечного перерізу. Розміри (площі поперечного перерізу) ТЖ, що утворюють множину C_n , потрібно відшукати: $X_{Ri} = \bar{b} = (b_i)^T$, $i = \overline{1, n}$. Для кожного стрижня $t = \overline{1, 10}$ була складена відповідна підмножина C_t з елементів множини C наступним чином: C_1 містить перший елемент множини S , C_2 – перший і другий елементи, C_3 – 1-й, 2-й і 3-й елементи. Подібним чином склалися підмножини $C_4 \dots C_{10}$. Підмножини $C_2 \dots C_{10}$ відповідно задають можливі значення змінних проектування X_{Ci} , $t = \overline{2, 10}$. Для забезпечення роботи генетичного алгоритму з урахуванням даних [10] прийнято верхню граничну межу площі поперечного перерізу для всіх елементів $b^U = 300 \text{ см}^2$. Задача полягає у пошуку таких змінних \bar{X}_C і \bar{X}_R , при яких маса ферми буде мінімальною, а обмеження (3) – (6) будуть виконуватись.

Для знаходження рішень поставлених задач використовувалась програма оптимізації стрижневих металевих конструкцій OptCAD www.optcad.com. Вона реалізує взаємодію методу скінчених елементів для аналізу конструкції та градієнтний метод і генетичний алгоритм для її оптимізації [5]. Для формулювання задачі програма використовує запропоновану мову запису постановок задач [4], що включає спеціальні функції [3]. Ця мова дозволяє накладати додаткові обмеження на рішення задачі оптимізації без втручання в код програми. Для сформульованої задачі оптимізації був реалізований спосіб задавання змінних ТТЖ, а також розроблена й реалізована в мові запису постановок задач додаткова спеціальна функція $SCnt$, яка дозволяє накладати обмеження на кількість використовуваних типорозмірів у стрижнях конструкції.

Результати розв'язування поставлених задач оптимізації при двох випадках завантаження ферми й результати [10] зведено в таблицю.

Таблиця

Результати оптимізації десятиелементної консольної ферми

№ стержня	Оптимальні площі поперечних перерізів стрижнів, см ²									
	Кількість використовуваних типів жорсткості									Хор, Арора [10]
	1	2	3	4	5	6	7	8, 9, 10		
1	<u>127,09</u>	<u>146,68</u>	<u>147,78</u>	<u>199,02</u>	<u>189,04</u>	<u>199,50</u>	<u>196,99</u>	<u>197,01</u>	<u>193,75</u>	
	129,37	125,65	149,71	151,61	159,36	154,01	150,71	152,39	152,03	
2	<u>127,09</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	
	129,37	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	
3	<u>127,09</u>	<u>146,68</u>	<u>147,78</u>	<u>132,04</u>	<u>142,19</u>	<u>147,60</u>	<u>143,87</u>	<u>146,14</u>	<u>150,15</u>	
	129,37	125,65	149,71	151,61	159,36	154,01	162,87	155,95	163,08	
4	<u>127,09</u>	<u>146,68</u>	<u>147,78</u>	<u>132,04</u>	<u>94,00</u>	<u>97,60</u>	<u>99,30</u>	<u>98,30</u>	<u>98,62</u>	
	129,37	125,65	82,36	81,50	81,62	94,13	94,37	92,61	92,54	
5	<u>127,09</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	
	129,37	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	
6	<u>127,09</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>3,61</u>	<u>3,59</u>	<u>3,59</u>	
	129,37	125,65	82,36	12,71	12,72	12,71	12,76	12,73	12,71	
7	<u>127,09</u>	<u>146,68</u>	<u>60,81</u>	<u>60,38</u>	<u>58,28</u>	<u>56,40</u>	<u>48,37</u>	<u>48,56</u>	<u>48,18</u>	
	129,37	125,65	82,36	81,50	81,62	81,76	78,24	82,01	80,03	
8	<u>127,09</u>	<u>146,68</u>	<u>147,78</u>	<u>132,04</u>	<u>142,19</u>	<u>135,40</u>	<u>134,11</u>	<u>137,01</u>	<u>136,76</u>	
	129,37	125,65	82,36	81,50	81,62	81,76	78,24	85,63	82,90	
9	<u>127,09</u>	<u>146,68</u>	<u>147,78</u>	<u>132,04</u>	<u>142,19</u>	<u>135,40</u>	<u>143,87</u>	<u>139,58</u>	<u>139,47</u>	
	129,37	125,65	149,71	151,61	138,00	135,08	137,57	131,16	130,87	
10	<u>127,09</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	<u>0,65</u>	
	129,37	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	
Мінімальна вага конструкції, кН										
	<u>36,785</u>	<u>26,451</u>	<u>23,594</u>	<u>22,964</u>	<u>22,663</u>	<u>22,603</u>	<u>22,534</u>	<u>22,524</u>	<u>22,52</u>	
	37,446	25,772	22,622	20,971	20,890	20,842	20,827	20,820	20,80	
Перевитрати сталі, %										
	<u>63,31</u>	<u>17,43</u>	<u>4,75</u>	<u>1,95</u>	<u>0,62</u>	<u>0,35</u>	<u>0,04</u>	<u>0</u>	-	
	79,86	23,78	8,66	0,73	0,34	0,11	0,03	0	-	
Примітка. В чисельнику записано дані для завантаження 1, а у знаменнику – для завантаження 2.										

При порівнянні результатів задачі оптимізації поперечних перерізів стрижнів при 8 типах жорсткості й [10] можна дійти висновку про їхню збіжність. На основі даних таблиці побудовано графік залежності маси конструкції від кількості використовуваних типорозмірів (рис. 2).

На основі отриманих рішень можна зробити висновок про те, що при 8..10 типорозмірах маса конструкції є сталою. При 5...7 типорозмірах для першого випадку завантаження ферми і при 4...7 типорозмірах для другого випадку перевитрати сталі не перевищують 1 % порівняно із мінімальною масою ферми при 8 типорозмірах.

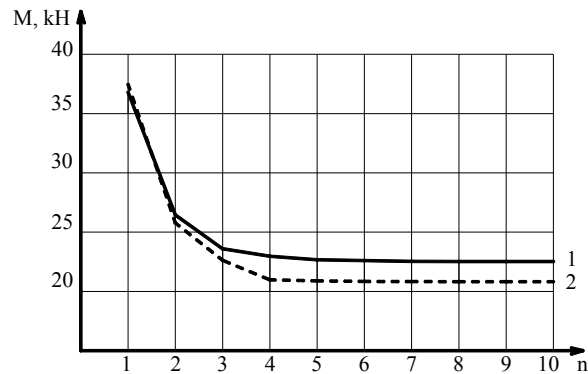


Рис. 2. Графік залежності маси М ферми від кількості n використовуваних типорозмірів поперечних перерізів стрижнів (1, 2 – випадки завантаження ферми).

Висновки

1. Сформульовано задачу оптимального закріплення поперечних перерізів за стрижнями металевих конструкцій при обмеженій кількості використовуваних типів жорсткості.
2. Наведено приклади постановки та результати розв'язку такої задачі для 10-елементної консольної ферми. Виявлено збіжність отриманих результатів з даними інших авторів.
3. Описано та реалізовано в програмі OptCAD нові дискретні змінні проектування, значеннями яких є елементи деякої підмножини типів жорсткості, що доступні для використання.
4. Доповнено мову запису постановок задач спеціальною функцією *SCnt*, значенням якої є кількість використовуваних типорозмірів поперечних перерізів стрижнів конструкції.

До перспектив подальших досліджень у даному напрямку можна віднести оптимізацію параметрів операторів генетичного алгоритму та формулювання комплексних критеріїв оптимальності з врахуванням кількості використовуваних типорозмірів поперечних перерізів стрижнів у конструкції.

Література

- [1] Барский В.Б. Математические методы унификации строительных металлических конструкций // Обзоры по вопросам проектирования металлических конструкций, вып. 2. – М.: ЦНИИС Госстроя СССР. – 1969. – 88 с.
- [2] Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.

- [3] Пелешко І.Д., Юрченко В.В. Про формулювання задач оптимізації металевих стрижневих конструкцій в системах автоматизованого проектування // Вісник Національного університету “Львівська політехніка” Теорія і практика будівництва. – 2002. – № 441. – С. 148 – 152.
- [4] Пелешко І.Д. Проблемно-орієнтована мова запису вихідних даних програми оптимізації стрижневих металевих конструкцій // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сборник научных трудов. – Одесса, ОГАСА. – 2003. – С. 185 – 191.
- [5] Пелешко І.Д., Юрченко В.В. Застосування генетичних алгоритмів для пошуку оптимальних проектних рішень металевих конструкцій // VIII Украинская научно-техническая конференция "Металлические конструкции: взгляд в прошлое и будущее" (18-22 октября 2004 г., Киев, Украина) / Сб. докл., ч. 1 / Под общ. ред. А. В. Шимановского. – К.: "Сталь", 2004. – С. 250 – 260.
- [6] Пермяков В.А., Перельмутер А.В., Юрченко В.В. Оптимальное проектирование стальных стержневых конструкций. – К.: ТОВ «Издательство «Сталь», 2008. – 538 с.
- [7] Проектування раціональних комбінованих металевих конструкцій / В.О. Пермяков, М.В. Гоголь, І.Д. Пелешко, М.Р. Більський, Б.С. Чайка. – Львів: Вид-во НУ “Львівська політехніка”, 2005. – 180 с.
- [8] Скурихин А.Н. Генетические алгоритмы // Новости искусственного интеллекта, М., № 4. 1995. С. 6-46.
- [9] Стрелецкий Н.С., Стрелецкий Д.Н. Проектирование и изготовление экономичных металлических конструкций. – М.: Стройиздат, 1964. – 360 с.
- [10] Хог Э., Арора Я. Прикладное оптимальное проектирование: Механические системы и конструкции. – М.: Мир, 1983. – 478 с.
- [11] Шимановский В.Н., Гордеев В.Н., Гринберг М.Л. Оптимальное проектирование пространственных решетчатых покрытий. – Киев: Будівельник, 1987. – 224 с.

Надійшла до редколегії 30.06.2009 р.

УДК 624.014:620.193

Требования к первичной и вторичной защите от коррозии большепролетных конструкций спортивных сооружений

¹Королёв В.П., д.т.н., ²Рыженков А.А.

¹Донбасский центр технологической безопасности ОАО
«УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина
²ОАО«Конструкция», Украина

Анотація. Наведені результати досліджень способів первинного і вторинного захисту сталевих великопрогонових конструкцій спортивних об'єктів з різним рівнем корозійної небезпеки. На підставі методики граничних станів обґрунтовані розрахункові характеристики корозійного стану для формування специфікації показників корозійної стійкості, довговічності та ремонтпридатності при виготовленні сталевих конструкцій. Розроблена методика підтвердження відповідності терміну служби сталевих конструкцій заданим показникам надійності проти-корозійного захисту.

Аннотация. Представлены результаты исследований способов первичной и вторичной защиты стальных большепролетных конструкций спортивных объектов с различным уровнем коррозионной опасности. На основе методики предельных состояний обоснованы расчетные характеристики коррозионного состояния для формирования спецификации показателей коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности при изготовлении стальных конструкций. Разработана методика подтверждения соответствия срока службы стальных конструкций заданным показателям надежности противокоррозионной защиты.

Abstract. The paper presents the results of researches of means and methods of primary and secondary protection of long-span steel structures of sport facilities exposed to corrosion risk of various levels. The estimated characteristics of corrosion condition are justified based on the limiting state method for making up specification of corrosion resistance, durability and maintainability indices in the course of steel structure manufacture. Procedure for corroborating the conformity of steel structure service life to the specified parameters of corrosion protection reliability indices is developed.

Ключевые слова: стальные большепролётные конструкции, первичная и вторичная защита от коррозии, долговечность, ремонтпригодность, технологическая безопасность, уровень коррозионной опасности.

Введение. Постановка проблемы. Расширение функциональных возможностей применения металла в строительстве, повышение архитектурной выразительности зданий и сооружений определяют необходимость совершенствования требований к средствам и методам противокоррозионной защиты конструкций. Нормативные требования к показателям качества и долговечности строительных металлоконструкций в коррозионных средах включают применение действующих стандартов Единой системы защиты от коррозии, старения и биоповреждений (ЕСЗКС). В состав

ЕСЗКС входят стандарты технических требований, правил приемки и методов контроля, регламенты типовых технологических процессов. Анализ требований технических регламентов строительных конструкций, зданий и сооружений подтверждает важность контроля декоративных и защитных свойств покрытий для улучшения потребительских качеств металлопродукции.

Цель работы. Совершенствование регламентных требований обеспечения качества противокоррозионной защиты большепролетных конструкций спортивных сооружений на основе установленных уровней коррозионной опасности строительных объектов.

Обеспечение качества металлоконструкций при возведении и реконструкции спортивных сооружений для проведения финальной части чемпионата Европы по футболу Евро-2012 связано с использованием проектных спецификаций защиты от коррозии, установленных стандартом EN ISO129446:1998. Вместе с этим, требования проектной спецификации по защите от коррозии должны быть согласованы с положениями действующих нормативных документов, определяющих состав и интенсивность воздействий агрессивных сред. Степень коррозионной агрессивности режима эксплуатации устанавливается для конкретных объектов в зависимости от макроклиматического района, категории размещения конструкций согласно ГОСТ 15150, характера технологических выделений и материала конструктивных элементов зданий и сооружений.

В качестве примера можно привести условия эксплуатации металлического навеса над трибунами стадиона «Металлург» в г. Днепропетровске (промышленная атмосфера), характеризующиеся присутствием агрессивных газов группы В (приложение 1 СНиП 2.03.11-85). Продолжительность общего увлажнения поверхности конструкций согласно ГОСТ 9.039 составляет около 3250 час/год. Степень агрессивности воздействий для открытой атмосферы и под навесами устанавливается признаками среднеагрессивных воздействий в зависимости от продолжительности общего увлажнения (от 2000 до 4000 час/год) и группы газов «В» по табл. 1.

Для выбора защитных покрытий конструкций с применением оцинкованного профилированного листа необходимо руководствоваться требованиями табл. 29 СНиП 2.03.11-85. Конструкции, эксплуатирующиеся на открытом воздухе и под навесами из оцинкованной стали, согласно ГОСТ 14818-80 должны иметь защитные покрытия, соответствующие маркировке не ниже Па, Ша-3 (80)^{5,7} для условий среднеагрессивной среды. Долговечность защитных систем лакокрасочных покрытий при указанных воздействиях должна соответствовать высокому уровню по стандарту EN ISO129446:1998 со сроком службы не менее 15 лет.

Необходимость дополнительного рассмотрения требований конструктивной приспособленности и технологической рациональности мер противокоррозионной защиты связано, как правило, с возможностью локализации протекания коррозионных процессов, что характерно для опорных узлов и соединений элементов конструкций (рис. 1).

В качестве методологической основы для обоснования выбора средств и методов противокоррозионной защиты для заданного проектного срока эксплуатации стальных конструкций рассмотрены результаты исследований в рамках целевой комплексной программы НАН Украины «Проблемы ресурса и безопасности эксплуатации конструкций, сооружений и машин» под научным руководством академика Б.Е. Патона [1]. Анализ результатов диагностики коррозионного состояния большепролетных конструкций спортивных сооружений дает основание заключить, что увеличение затрат на ремонты и восстановление противокоррозионной защиты для обеспечения технологической безопасности конструкций зданий и сооружений связано с низкой эффективностью средств первичной и вторичной защиты при проектировании и изготовлении конструкций [2, 3].

Таблица 1

Требования к условиям оценки коррозионной агрессивности воздействий

Группа газов по табл.3	Степень агрессивности при категориях размещения (цифра) в макроклиматических районах (в скобках) согласно ГОСТ 15150-69			
	1 (У, ХЛ, ТС, М) при продолжительности увлажнения поверхности фазовой пленкой влаги ч/год			1 (ТВ, ТМ)
	До 1500	Св. 1500 до 3000	Св. 3000	
АА	Слабая- 2	Слабая –2	Средняя	Средняя
ВВ	То же	Средняя	То же	Сильная - 1
СС	Средняя	То же	Сильная - 1	Сильная - 2
DD	Сильная - 1	Сильная - 1	Сильная - 2	Тоже
Группа газов по табл.3	Степень агрессивности при категориях размещения (цифра) в макроклиматических районах (в скобках) согласно ГОСТ 15150-69			
	2,3 (У, ХЛ, ТС, М) при продолжительности увлажнения поверхности фазовой пленкой влаги ч/год			2,3 (ТВ, ТМ)
	До 2000	Св. 2000 до 4000	Св. 4000	
АА	Слабая - 1	Слабая - 2	Средняя	Средняя
ВВ	Слабая - 2	Средняя	То же	Сильная - 1
СС	Средняя	То же	Сильная - 1	Тоже
DD	Тоже	Сильная - 1	Сильная - 2	Сильная - 2

Окончание таблицы 1

Группа газов по табл.3	Степень агрессивности при категориях размещения (цифра) в макроклиматических районах (в скобках) согласно ГОСТ 15150-69		
	4 при относительной влажности в %		4 при относительной влажности воздуха св.75 %, 5
	До 60	Св. 60 до 75	
AA	Слабая - 1	Слабая - 1	Средняя
BB	То же	Слабая - 2	То же
CC	Слабая - 2	Средняя	Сильная - 1
DD	Средняя	То же	Сильная - 2



Рис. 1. Конструктивные особенности соединений, вызывающие местную (щелевую, контактную) коррозию

Использование процессного подхода, основанного на принципах менеджмента качества ISO 9001:2000, позволяет выполнять разработку стальных конструкций, отвечающих требованиям первичной и вторичной защиты с гарантированной долговечностью на стадии изготовления в условиях заводов металлоконструкций.

Подтверждение соответствия эксплуатационных показателей качества противокоррозионной защиты установленным параметрам конструкторской и технологической документации производится на основе регламента научно-технического сопровождения показателей технологической безопасности.

Методический подход к оценке и обеспечению средств и методов защиты от коррозии стальных конструкций по требованиям технологической безопасности (рис. 2) включает определение критериев первичной и вторичной защиты, производится при согласовании с заказчиком типовой модели эксплуатации. Основные этапы конструкторской подготовки производства связаны с анализом возможностей первичной защиты на стадии КМ и требований по коррозионной стойкости в рабочих чертежах КМД. При выборе средств вторичной защиты учитываются показатели технологической рациональности, связанные с условиями изготовления, монтажа и эксплуатации.

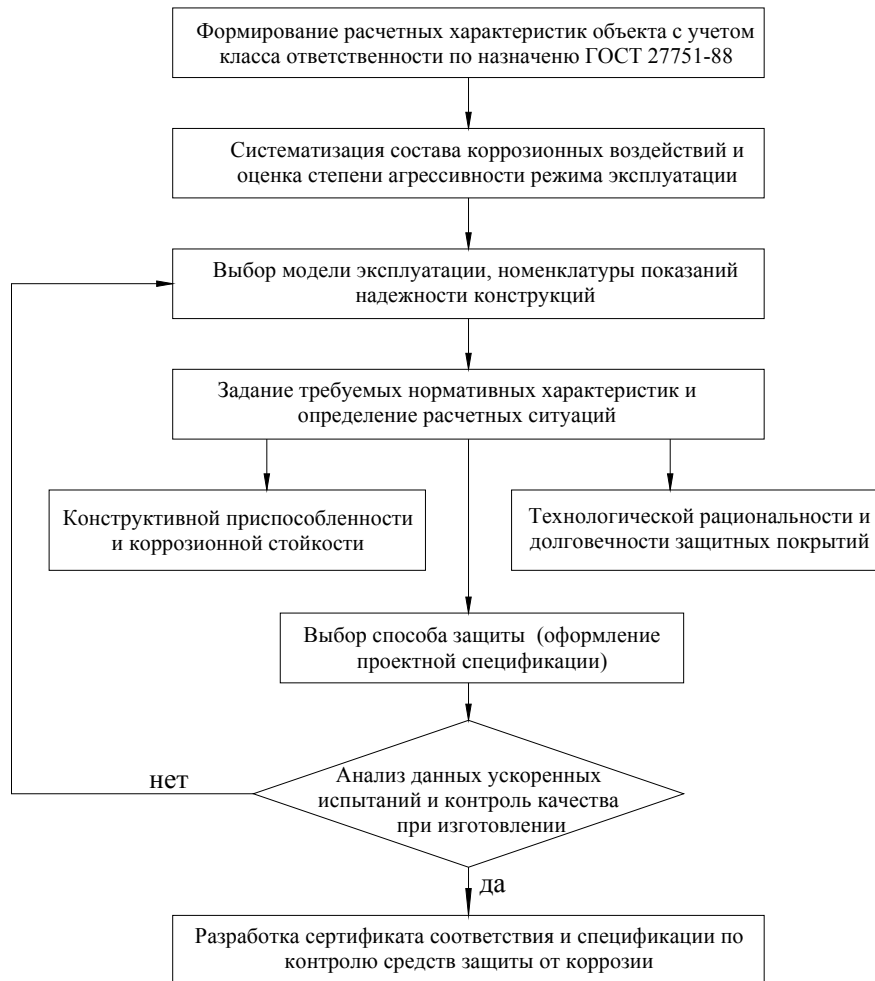


Рис. 2. Последовательность конструкторской и технологической отработки мер первичной и вторичной защиты при изготовлении конструкций

Выбор систем защитных покрытий включает анализ показателей технологической рациональности противокоррозионной защиты B_{oz} по данным экспертной оценки конструкторской и технологической подготовки производства:

$$B_{oz} = \sum_{i=1}^{i=N} B_i = \sum_{i=1}^{i=N} \sum_{j=1}^{j=P} m_i b_{ij} \left(\sum_{c=1}^{c=Q} q_{ij} / 100 \cdot Q \right), \quad (1)$$

где B_i – комплексные показатели проектных требований по долговечности, технологичности, сохраняемости, ремонтпригодности; m_i – коэффициент значимости комплексного показателя; q_{ij} – весовая характеристика j -го признака i -го комплексного показателя; Q – количество экспертов в группе при аудите.

Результатом экспертной оценки показателя технологической рациональности по вариантам выполнения вторичной защиты является определение требуемого значения коэффициента надежности γ_{zn} с помощью формулы (2), либо с использованием графической зависимости на рис.3

$$\gamma_{zn} = \frac{1}{1 + b \exp(-c B_{oz})}, \quad (2)$$

где $b = 300$; $c = 2,2$ – безразмерные коэффициенты.

Сформулирована задача аналитического определения временных характеристик табличной модели заданного срока службы конструкций и их защитных покрытий (T_{ny}) для установленных показателей расчетного сопротивления коррозионному воздействию конструктивного элемента (A_k , г/м²·год), коэффициентов надежности первичной защиты γ_{zk} и вторичной защиты от коррозии γ_{zn} .

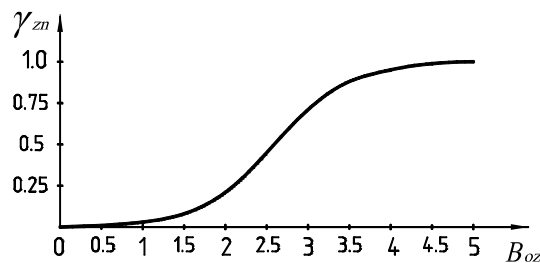


Рис. 3. Графическая зависимость коэффициента надежности вторичной защиты γ_{zn} от обобщенного показателя технологической рациональности B_{oz}

Обоснование эффективности защиты строительных конструкций и сооружений от коррозии с учетом положений действующих норм СНиП 2.03.11-85*, СНиП 3.04.03-86 предлагается производить согласно

разработанной методике с учетом коэффициента готовности стальных конструкций (K_g). Задача определения коэффициента готовности при воздействиях агрессивных сред (A_n , г/м²год) сформулирована как расчет стальных конструкций по предельным состояниям на коррозионную стойкость и долговечность по результатам ускоренных коррозионных испытаний защитных покрытий. Коэффициент готовности стальных конструкций (K_g) является комплексным показателем ремонтпригодности, характеризующим параметры конструктивных и технологических мер первичной и вторичной защиты

$$K_g = \frac{T_{k\gamma} + T_{z\gamma}}{T_{k\gamma} + nT_{z\gamma}}, \quad (3)$$

где $T_{k\gamma}$ – срок службы (год) стальных конструкций по показателю коррозионной стойкости (первичная защита); $T_{z\gamma}$ – расчетный срок службы (год) защитных покрытий с доверительной вероятностью $\gamma=0,95$ по результатам ускоренных испытаний; n – количество ремонтных циклов возобновления противокоррозионной защиты при установленном сроке службы объекта.

Установленный методический подход обеспечивает возможность задания требований по оценке и обеспечению надежности противокоррозионной защиты стальных конструкций с учетом классификации уровней КІ – КV коррозионной опасности объектов (табл. 2).

Таблица 2

Классификационные признаки уровня коррозионной опасности конструкций, зданий и сооружений¹⁾

Степень агрессивности воздействий, K , мм/год	Интервальные оценки коэффициента готовности противокоррозионной защиты, K_g				
	$0 < K_g \leq 0,1$	$0,1 < K_g \leq 0,3$	$0,3 < K_g \leq 0,5$	$0,5 < K_g \leq 0,7$	$0,7 < K_g \leq 1,0$
Слабоагрессивная, $0,01 < K \leq 0,05$	КІ	*	*	*	*
Низкоагрессивная, $0,05 < K \leq 0,15$	КІІ	КІ	*	*	*
Среднеагрессивная, $0,15 < K \leq 0,30$	КІІІ	КІІ	КІ	*	*
Высокоагрессивная, $0,30 < K \leq 0,50$	КІV	КІІІ	КІІ	КІ	*
Сильноагрессивная, $K > 0,50$	КV	КІV	КІІІ	КІІ	КІ

¹⁾Примечание. Знак (*) обозначает, что для установленных интервальных значений признаков (K , K_g) уровень коррозионной опасности не нормируется

В соответствии с письмом ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» № 1227/02/2 от 23.05.2007 г. представитель ДонЦТБ 25.05.2007 г. произвел осмотр состояния шкворневых соединений конструкций покрытия и ознакомился с технической документацией.

Анализ материалов технических решений соединений большепролетных конструкций стадиона «Металлург» (см. рис. 4) позволил предложить меры дополнительной противокоррозионной защиты пальцев шкворневых соединений для повышения коэффициента готовности:

- произвести окрасочные работы на участках монтажных соединений в соответствии с проектными решениями и технологией противокоррозионной защиты в условиях строительной площадки.
- предусмотреть дополнительное инъектирование противокоррозионной композиции в конструктивные зазоры шкворневых соединений путем нагнетания под давлением защитного материала через штуцера барабанов, закрепленных струбциной на конструкции в соответствии со схемой на рис. 4.

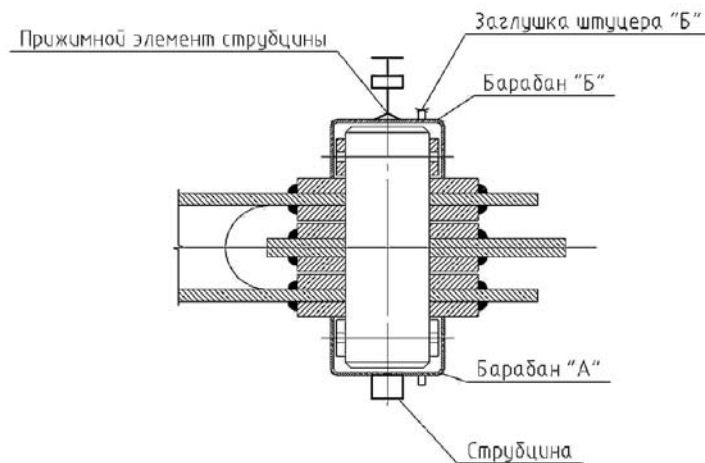


Рис. 1. Схема технологической оснастки для инъектирования защитной композиции в шкворневое соединение.

Подача противокоррозионной композиции производится через штуцер «А» при установленной заглушке на штуцере «Б». После заполнения зазоров между пальцем и опорными элементами конструкций с одной стороны, производится снятие заглушки со штуцера «Б» и установка запорной заглушки на штуцере «А». В таком положении производится повторное заполнение под давлением конструктивных зазоров шкворне-

вых соединений. Степень заполнения контролируется при появлении избыточного материала на поверхности стыков соединений.

Избыточное количество противокоррозионной композиции удаляется с поверхности конструктивных элементов с использованием растворителя и ветоши для достижения установленных после монтажной окраски декоративных показателей внешнего вида.

Выводы

Использование критерия коррозионной опасности обеспечивает возможность задания требований к выбору мер первичной и вторичной защиты, а также устанавливает контрольные нормативы для обоснования системы технического обслуживания и научно-технического сопровождения объектов в зависимости от степени агрессивности воздействий и коэффициента готовности противокоррозионной защиты.

Литература

- [1] Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин: Цільова комплексна програма НАН України. / Зб. наук статей. Науковий керівник акад. Б.Є.Патон. – К.: Інститут електрозварювання ім. Є.О.Патона НАН України. – 589 с.
- [2] Покрытие большой спортивной арены стадиона «Лужники», г. Москва. / Под ред. Клепикова Л.В. – М.: Фортэ, 1998. – 144 с.
- [3] Горохов Е.В., Королёв В.П. Диагностика коррозионного состояния и обеспечение надежности большепролетных сооружений. // Монтажные и специальные работы в строительстве, 2000. – № 6. – С.10 – 14.

Надійшла до редколегії 09.07.2009 р.

УДК 624.014:620.193

Особенности метрологического обеспечения оценки показателей коррозионной стойкости и долговечности при ускоренных испытаниях защитных покрытий

Шевченко О.Н., к.т.н., Герман Г.А., к.т.н.

Донбасский центр технологической безопасности
ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. У статті наведені основні вимоги щодо метрологічного забезпечення показників якості та довговічності будівельних металоконструкцій в корозійних середовищах. Виконано аналіз характеристик випробувального устаткування для прискореного визначення стійкості до впливу кліматичних факторів згідно з ГОСТ 9.401-91 та стандартом EN ISO 12944.

Аннотация. В статье представлены основные требования к метрологическому обеспечению показателей качества и долговечности строительных металлоконструкций в коррозионных средах. Выполнен анализ характеристик испытательного оборудования для ускоренного определения стойкости к воздействию климатических факторов согласно ГОСТ 9.401-91 и стандарта EN ISO 12944.

Abstract. This paper presents the basic requirements to metrological provision of quality and durability indices of building metal structures exposed in corrosion environment attacks. Analysis of characteristics of testing equipment for carrying out the accelerated tests of structure corrosion resistance to the environment stability influence factor is carried out in accordance to the GOST 9.401-91 and to standard EN ISO 12944.

Ключевые слова: коррозионная стойкость, долговечность, испытательное оборудование, ускоренные коррозионные испытания, методика метрологической аттестации, валидация методов испытаний.

Введение. Постановка проблемы. Метрологическое обеспечение является неотъемлемой составной частью системы менеджмента качества ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н.Шимановского», требования к которой определяются документированной процедурой ДП 7.6. При подготовке к аккредитации испытательной лаборатории средств и методов противокоррозионной защиты (ИЛ СМПЗ) «Антикор-Дон» Донбасского центра технологической безопасности (ДонЦТБ) система менеджмента качества учитывала требования стандарта ДСТУ ISO/IEC 17025.

В международных стандартах ИСО/МЭК 17025 и ИСО 5725 понятие «метод измерений» включает в себя совокупность операций и правил, выполнение которых обеспечивает получение результатов с известной точностью. Таким образом, понятие «метод измерений» по ИСО/МЭК 17025 адекватно понятию «методика выполнения измерений» (МВИ) по

ГОСТ Р 8.563 (подраздел 3.1). Также следует отметить, что уже после принятия международного стандарта ИСО/МЭК 17025:2005 было подписано официальное заявление трех международных организаций (ISO-ILAC-IAF) по «Требованиям к системе менеджмента лабораторий по ИСО/МЭК 17025:2005». В этом документе констатируется, что «соответствие лаборатории требованиям ИСО/МЭК 17025:2005 означает, что лаборатория соответствует и требованиям к технической компетентности, и требованиям к системе менеджмента, которые являются необходимыми для лаборатории для обеспечения получения технически обоснованных результатов испытаний и калибровки. Требования к системе менеджмента в ИСО/МЭК 17025 написаны адаптированным языком применительно к работе лабораторий, соответствуют принципам ИСО 9001:2000 и удовлетворяют установленным там требованиям».

По требованиям ДСТУ ISO/IEC 17025 проведение испытаний с использованием разработанных лабораторией для собственного использования методов должно быть планируемым видом работы, поручаемым квалифицированному персоналу, располагающему необходимыми ресурсами.

Цель работы. Разработка методики метрологической аттестации испытательного оборудования для контроля долговечности защитных покрытий на искусственное старение для оформления протокола результатов контроля показателей коррозионной стойкости и долговечности защитных покрытий строительных металлоконструкций.

Основная часть. Метрологическая аттестация (МА) связана с исследованием средств измерительной техники при определении метрологических характеристик и установлении пригодности этих средств к применению. Порядок проведения метрологической аттестации СИТ в Украине регламентируется стандартом ДСТУ 3215-95.

Государственная метрологическая аттестация производится для СИТ, не подлежащих государственному испытанию и на которые распространяется государственный метрологический надзор. Как правило, это СИТ, применяемые в условиях, отличающихся от условий, для которых нормированы их метрологические характеристики, единичные серийно выпускаемые образцы, в схему и конструкцию которых внесены изменения, влияющие на их метрологические характеристики.

Основное отличие МА от поверки состоит в том, что по результатам МА средству измерительной техники приписывают определенные метрологические характеристики, определяют возможность применения его в качестве эталона или рабочего СИТ, в то время как при поверке только проверяют соответствие метрологических характеристик нормам.

Метод ускоренных испытаний коррозионной стойкости и долговечности по требованиям EN ISO 12944-6:1998 «Лаки и краски – защита стальных конструкций системами защитных покрытий» и ГОСТ 9.401-91 «ЕСЗКС. Покрытия лакокрасочные. Общие требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов» заключается в воздействии на образцы с защитными покрытиями искусственно создаваемых условий, имитирующих воздействия коррозионно-активных компонентов среды (рис. 1). Последовательность выполнения испытаний на искусственное старение в соляном тумане регламентирована требованиями стандарта EN ISO 12944.



Рис. 1. Ускоренные испытания на климатическое старение в испытательной лаборатории «Антикор-Дон»

Камера искусственного старения предназначена для испытаний материалов на воздействие климатических факторов, соответствующих параметрам воздействий камеры сернистого газа, аппарата искусственной погоды, гидростата и камеры солнечной радиации по ГОСТ 9.401-91.

Особенностью метрологической аттестации СИТ камеры искусственного старения является точность поддержания параметров температурно-влажностного режима и концентрации коррозионно-активных компонентов.

Непрерывное измерение температуры и влажности воздуха при проведении ускоренных коррозионных испытаний выполняется измерителем влажности и температуры (ИВТМ-7). Питание прибора осуществляется от сети (220 ± 10) В и (50 ± 1) Гц. Основные технические данные и характе-

ристики преобразователя влажности и температуры представлены в табл. 1. Прибор ИВТМ-7 состоит из блока измерения и индикации и первичного преобразователя. Первичный преобразователь выполняется в пластмассовом или металлическом корпусе в зависимости от выбранной модели и состоит из измерительной камеры, в которой располагаются сенсоры корпуса, со схемами предварительной обработки сигналов. Для измерителя влажности используются сорбционно-емкостные микрорезистивные сенсоры влажности. Для измерения температуры в приборе применены сенсоры резистивного типа. Сигнал от сенсоров преобразуется в частотный сигнал с помощью первичных преобразователей.

Для моделирования концентраций агрессивных воздействий в камере сернистого газа, используется генератор газовых смесей типа ГР-03 М (табл. 2). Генератор является образцовым средством измерения и может применяться для градуировки и поверки газоанализаторов. Принцип работы генератора заключается в смешивании дозируемых потоков исходного газа и газа-разбавителя. Содержание нормируемого компонента в приготавливаемой ГС определяется соотношением объемных газов.

Таблица 1

Основные технические характеристики измерителям влажности и температуры ИВТМ-7

№	Наименование параметра, единица измерения	Допустимое значение параметра
1	Диапазон измерения влажности газов, %	2...98
2	Основная погрешность измерения влажности, %	± 2
3	Дополнительная погрешность измерения влажности от измерения температуры окружающего воздуха в диапазоне рабочих температур, %/С, не более	0,2
4	Диапазон индикации влажности, %	01..99
5	Единицы представления влажности	% отн. влажн., С по т.р., г/м
6	Диапазон измеряемых температур для модификаций первичных преобразователей, С: ИРВТ-03-01, ИПВТ-03-03-01, ИПВТ-03-03-02, ИПВТ-03-06	От -20 до +60
7	Абсолютная погрешность измерения температуры для модификации первичных преобразователей, С: ИПВТ-03-01, ИПВТ-03-03-01, ИПВТ-03-03-02, ИПВТ-03-06 В диапазоне от -20 до 1, от 40 до 60 В диапазоне от 0 до 40 включительно ИПВТ-03-02	$\pm 1,0$ $\pm 0,5$ $\pm 1,0$

Таблиця 2

Основные технические характеристики генератора ГР-03 М

Наименование характеристики	Допустимое значение	Фактическое значение
Диапазон значений содержания SO ₂ в газовых смесях, приготавливаемых на генераторе, мг/м ³	0,08-800	Соответствует ТУ
Содержание SO ₂ в исходной газовой смеси, объемная доля, не более	Т %	По паспорту ПГС
Содержание SO ₂ в разбавителе мг/м ³ , не более	0,003	По паспорту ПГН
Объемный расход приготавливаемой газовой смеси, м ³ /с		
– при включенном клапане "0", не более	2,5*10 ⁻⁵ (1,5)	3,0*10 ⁻⁵ (1,8)
– при включенном клапане "0", не более	5*10 ⁻⁵ (3)	6,2*10 ⁻⁵ (3,7)
Процедуры допускаемых значений относительной погрешности генератора, %, не более -для диапазона (0,08-0,75)мг/м ³ -для диапазона (0,75-800)мг/м ³	$\pm(5 - 60 \frac{C_{ГР}}{C_{ГС}})$	

Дозирование потоков с заданными расходами осуществляется с помощью специально подобранных капилляров при поддержании на них постоянного перепада давления. Расход газа-разбавителя поддерживается постоянным с помощью специально выбранного капилляра, а при необходимости – дополнительного. Регулятор давления, установленный в канале газа-разбавителя, поддерживает постоянным давление не только на капиллярах, дозирующих газ-разбавитель, но и на капиллярах, за счет соединения сбросовых потоков обоих газов на одном сбросовом капилляре.

Проверка данных ускоренных испытаний на коррозионную стойкость и долговечность включает процедуру валидации. По отношению к оборудованию валидация включает в себя поверку его работоспособности, правильности получаемых результатов.

Валидация оборудования представляет собой установленный процесс проверки метрологических характеристик аналитического метода на соответствие своему назначению, проводимый в лабораторных условиях. При проведении валидации необходимо доказать, что методика позволяет контролировать качество данных измерений на оборудовании и в условиях данной лаборатории, а также в любой другой лаборатории на любом другом оборудовании при установленных требованиях.

Оценка результатов испытаний включает:

- статистический анализ отказов (предельных состояний);
- проверку контролируемых параметров для установленной области интервальной оценки;

— анализ соответствия расчетной ситуации требованиям обеспечения надежности.

Последовательность основных этапов определения статистических характеристик степени коррозионной стойкости (СКС) и долговечности систем защитных покрытий (СЗП) после ускоренных испытаний представлена на рис. 2.

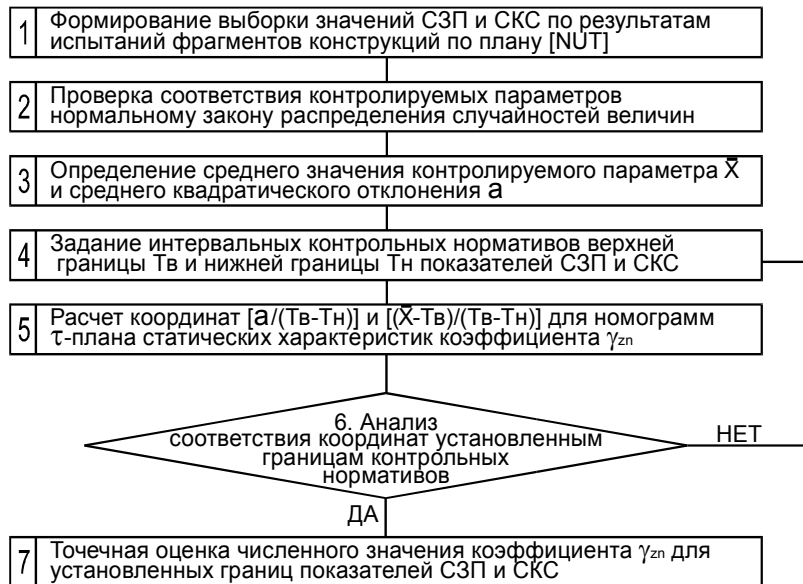


Рис. 2. Последовательность этапов оценки показателей коррозионной стойкости и долговечности

Выводы

Разработанная методика метрологической аттестации камеры искусственного старения позволяет произвести учет особенностей испытательного оборудования и СИТ при расчетном определении показателей коррозионной стойкости и долговечности строительных металлоконструкций и их защитных покрытий на основе процедур оценивания неопределенности измерений.

Установленный порядок оценки качества обеспечивает возможность сравнительного анализа показателей надежности противокоррозионной защиты при заданных параметрах метрологического обеспечения СИТ камеры искусственного старения.

Надійшла до редколегії 09.07.2009 р.

УДК 624.014:620.193

Диагностика коррозионного состояния и методы расчетно-экспериментальной оценки показателей ремонтпригодности сталежелезобетонных конструкций

Селютин Ю.В., Бондаренко А.В.

Донбасский центр технологической безопасности
ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Наведені результати досліджень засобів і методів первинного та вторинного захисту сталежелезобетонних конструкцій для об'єктів у середньо- та сильноагресивних середовищах. Проведена систематизація параметрів корозійного стану бетонних, залізобетонних і сталевих конструкцій за нормованими ознаками граничних станів для порівняльної оцінки показників корозійної стійкості, довговічності та ремонтпридатності.

Анотация. Представлены результаты исследований средств и методов первичной и вторичной защиты сталежелезобетонных конструкций для объектов в средне- и сильноагрессивных средах. Проведена систематизация параметров коррозионного состояния бетонных, железобетонных и стальных конструкций по нормированным признакам предельных состояний для сравнительной оценки показателей коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности.

Abstract. The paper presents the results of researches of means and methods of primary and secondary protection of composite steel and concrete structures located in the environments of medium and high corrosiveness degrees. Systematization of parameters of concrete, reinforced-concrete and steel structure corrosion conditions is carried out by limiting state normalized attributes for comparative estimation of corrosion resistance indices, durability and maintainability.

Ключевые слова: сталежелезобетонные конструкции, первичная и вторичная защита от коррозии, ускоренные коррозионные испытания, коррозионная стойкость, долговечность, ремонтпригодность.

Введение. Постановка проблемы. Обеспечение надежности строительных конструкций на современном этапе связано с совершенствованием принципов формообразования, включающих использование материалов с заданными свойствами. Среди таких конструкций наибольшее распространение имеют композиционные материалы. За последнее десятилетие в строительной индустрии наметились тенденции к увеличению объемов использования сталежелезобетонных конструкций (СЖБК), которые находят широкое применение в промышленном, транспортном и гражданском строительстве. Формообразование сталежелезобетонных конструкций предполагает рациональное расположение в сечении элементов несущих конструкций полосовой, листовой арматуры, двутавровых балок, арматуры периодического профиля, благодаря чему достигается снижение

массы, уменьшение размеров сечения либо экономия металла при одинаковой высоте, по сравнению с железобетонными конструкциями. Вместе с этим, преимущества конструктивных решений сталежелезобетонных конструкций не обеспечивают существенного повышения долговечности, увеличения ресурса работы в условиях агрессивных сред. Сложность процессов коррозионного разрушения стальных и железобетонных конструкций требует комплексного подхода к разработке средств и методов первичной и вторичной защиты сталежелезобетонных конструкций.

Цель работы. Обоснование методики диагностики коррозионного состояния сталежелезобетонных конструкций с учетом показателей ремонтпригодности в условиях воздействий агрессивных сред.

Основная часть. За последние годы проблеме долговечности конструкций и сооружений из бетона и железобетона уделяется всё большее внимание. Огромные масштабы применения этих строительных материалов и ограничение сроков службы в различных средах обусловили нарастающие объёмы работ по ремонту и восстановлению конструкций из железобетона. Если учесть их малую ремонтпригодность, возникает необходимость гарантировать требуемые сроки службы железобетона при проектировании и возведении зданий и сооружений.

В системе международной организации CIB-RILEM разработана и действует система проектирования зданий и сооружений с учетом требуемой долговечности и условий эксплуатации. Одним из первых и важных моментов в этом аспекте является создание нормативного документа, определяющего проектный срок службы данного здания или сооружения, например (10 лет, 20 лет, 50 лет, 100 лет). Наличие заданного срока эксплуатации позволяет обоснованно выбирать материалы, изделия, назначать первичную или вторичную защиту, сроки межремонтного периода для выполнения мер по техническому обслуживанию и предупреждению аварийных ситуаций. При отсутствии контроля за эксплуатационными характеристиками конструкций в агрессивных средах происходит исчерпание несущей способности в результате развития коррозионных повреждений (рис. 1).

Задача прогноза и расчета сталежелезобетонных конструкций на заданный срок службы может быть решена только на основании исследования сложных процессов, протекающих между материалом конструкции и окружающей средой.

Достижение необходимой долговечности конструкциям зданий и сооружений не менее важная задача, чем обеспечение конструктивной прочности. Последствия неправильной оценки воздействия внешней среды могут выявиться после достаточно длительного срока эксплуатации конструкции. Исследование совместного действия агрессивных сред и силовых

факторов проводятся, как правило, в составе краткосрочных программ при лабораторных и стендовых испытаниях. Широкие возможности для диагностики и мониторинга коррозионных повреждений представляют информационно-аналитические системы баз данных, позволяющие выполнять регистрационную оценку процессов накопления дефектов и повреждений конструкций производственных объектов.



Рис. 1. Обрушение силосов при потере устойчивости положения. Дефекты бетонирования и коррозионные поражения арматуры

Качество и долговечность зданий и сооружений могут быть обеспечены за счет новых технологий изготовления коррозионно-стойких конструкций. Создание таких конструкций охватывает несколько важнейших научных направлений:

- исследование стойкости арматуры, бетона стальных связей и железобетона на новых вяжущих, заполнителях с использованием отходов производства;
- разработка мер обеспечения долговечности железобетонных конструкций при одновременном воздействии агрессивной среды и нагрузки.

Коррозионная стойкость строительного материала устанавливает относительную способность строительного изделия или конструкции в течение определенного срока сопротивляться воздействию агрессивной среды. Нормативными положениями СТ СЭВ 4419-83 коррозия бетона определена как процесс ухудшения характеристик и свойств бетона в результате вымывания (выщелачивания) из него растворимых составных частей (коррозия первого вида); образования продуктов коррозии, не обладающих вяжущими свойствами (коррозия второго вида), и накопления малорастворимых кристаллизующихся солей, увеличивающих объем его твердой фазы (коррозия третьего вида). Коррозия железобетона соответственно включает разрушение материалов в результате коррозии бетона и (или) арматуры. Таким образом, коррозионная стойкость СЖБК характе-

ризуется относительной способностью конструктивных элементов внешнего армирования, бетона и (или) арматуры.

Повышение долговечности СЖБК в агрессивных средах достигается за счет средств и методов, уменьшающих или предотвращающих коррозию строительных материалов и элементов конструкций. Первичная защита связана с выбором материалов, изменением состава или структуры строительных материалов до изготовления или в процессе изготовления конструкции. Вторичная защита предполагает использование мер, ограничивающих или исключающих действия среды на конструкцию после изготовления.

Правильный выбор средств и методов первичной и вторичной защиты во многом зависит от выявления основных источников коррозионных воздействий, зонирования и классификации эксплуатационных сред по степени агрессивности воздействий.

Стойкость бетона к различного рода воздействиям в значительной мере определяет долговечность выполненных из него изделий и конструкций и срок их службы. Долговечность характеризует способность объекта сохранять работоспособность до наступления предельного состояния при установленной системе технического обслуживания и ремонтов. За предельное состояние объекта принимается состояние, при котором дальнейшая эксплуатация должна быть прекращена из-за неустранимого снижения эффективности либо нарушений требований безопасности, либо неустранимого ухода заданных параметров за установленные пределы, либо необходимости проведения среднего или капитального ремонта.

Рассмотрение деградационных процессов, протекающих при воздействии агрессивных сред с различной степенью интенсивности воздействий, а также необходимость расчетного определения совокупности показателей, характеризующих надежность сталежелезобетонных конструкций, определили требования комплексного подхода к моделированию показателей коррозионной стойкости и долговечности средств первичной и вторичной защиты. Последовательность этапов оценки долговечности сталежелезобетонных конструкций при техническом обслуживании конструкций по фактическому состоянию представлена на рис. 2.

Методологической основой для обоснования долговечности сталежелезобетонных конструкций при воздействиях агрессивных сред является системный анализ эксплуатационных характеристик конструкций, расчетно-экспериментальная оценка коэффициентов надежности первичной (γ_{zk} , γ_{zb}) и вторичной (γ_{zn}) защиты по условиям, определяющим расчетные требования к предельным состояниям.

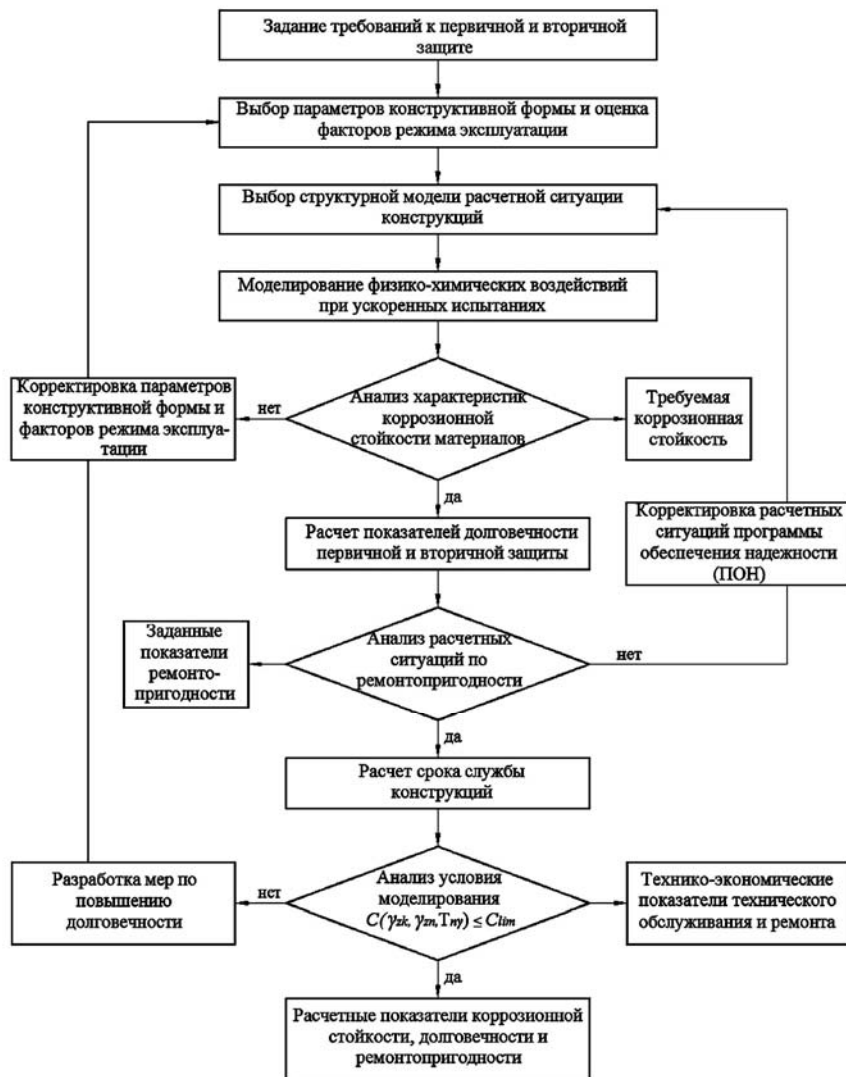


Рис. 2. Блок-схема расчетно-экспериментальной оценки долговечности сталежелезобетонных конструкций для управления эксплуатационным сроком службы

На основе анализа теоретических и экспериментальных исследований по проблеме определены задачи анализа коррозионной стойкости и защитных функций строительных материалов, предназначенных для регулирования эксплуатационных свойств по результатам ускоренных, стендовых и

натурных коррозионных испытаний при проектировании, изготовлении, а также в процессе технического обслуживания строительных объектов с заданной надежностью.

Разработанная методика определения нормативных и расчетных характеристик гарантированной долговечности основана на учете экстремальных значений наиболее невыгодных сочетаний агрессивных воздействий, данных диагностики и мониторинга признаков коррозионной опасности (рис. 3). Учет опасности коррозионного разрушения выполняется на основе критериев вероятностных методов 1-го уровня при отдельном рассмотрении нагрузок, воздействий и несущей способности конструктивных элементов.

Расчетные зависимости определения коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности сталежелезобетонных конструкций с элементами стекловолоконного армирования при степени агрессивности воздействий (A , г/м²год) имеют вид:

$$R(\gamma_{zb}, \gamma_{zk}, T_{zy}) \geq S(A); \quad (1)$$

$$\gamma_{zk} = 1 - AT_{zk}^c / mt; \quad (2)$$

$$F_e = \left(\frac{\Gamma}{\gamma_{zb}} - \frac{\Gamma / \gamma_{zk} + 1 / \Gamma}{2} \right)^2; \quad (3)$$

$$T_{zy} \geq \gamma_{zn} T_z, \quad (4)$$

где: $R(\gamma_{zb}, \gamma_{zk}, T_{zy})$ – расчетная характеристика несущей способности конструкции с учетом мер первичной и вторичной защиты, МПа; $S(A)$ – расчетное усилие от нагрузки и коррозионных воздействий, МПа; Γ – отношение резерва надежности; γ_{zb} – коэффициент надежности первичной защиты бетона; γ_{zk} – коэффициент надежности противокоррозионной защиты внешнего армирования; T_{zk} – назначенный срок службы первичной защиты внешнего армирования, год; c – коэффициент кинетики коррозионного износа в зависимости от группы коррозионной стойкости стали; $m=7,85 \cdot 10^4$ – переводной коэффициент коррозионных потерь, (г/см³); δ – приведенная толщина сечения элемента, см; F_e – показатель качества эксплуатации первичной и вторичной противокоррозионной защиты; T_z – нормативный срок службы защитных покрытий по данным ускоренных испытаний; T_{zy} – гарантированный срок службы вторичной защиты с доверительной вероятностью $\gamma=0,95$.

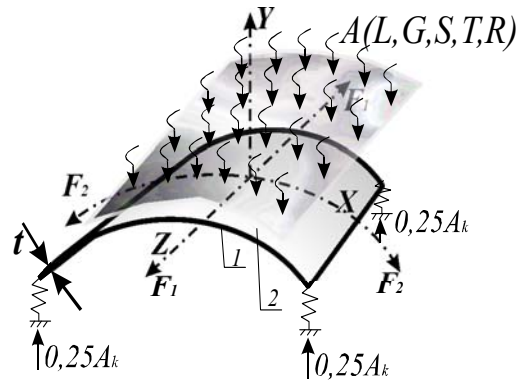


Рис. 3. Расчетная схема характеристических параметров воздействий режима эксплуатации коррозионной системы «Нагрузка-Конструкция-Среда»

На рис. 3: A – расчетное значение годовых коррозионных потерь; A_k – реакция сопротивления поверхностному разрушению однородного конструктивного элемента, $\text{г/м}^2\text{год}$; $A(L, G, S, T, R)$ – характеристические параметры воздействий, вызывающие ухудшение свойств строительного материала в конструкции; F_1, F_2 – силовые факторы напряженно-деформированного состояния элемента; 1 – поверхность конструктивного элемента с признаками коррозионных разрушений первичной защиты; 2 – поверхность с признаками ограничения или исключения действия среды при вторичной защите.

При диагностике СЖБК в процессе обследований устанавливают следующие параметры, характеризующие коррозионное состояние конструкций:

- уточненная прочность бетона (нормативное сопротивление сжатию);
- проницаемость, толщина защитного слоя, однородность и сплошность, вид, степень и глубина коррозии (карбонизация, сульфатизация, проникновение хлоридов, химический состав связанных цементным камнем агрессивных веществ), ширина раскрытия и глубина трещин в бетоне;
- вид и степень коррозии арматуры;
- коррозия стальных элементов и сварных швов узловых соединений;
- фактические и ожидаемые после усиления или реконструкции нагрузки и другие эксплуатационные воздействия.

Для оценки прочности бетона используются неразрушающие методы контроля с помощью универсального измерителя прочности строительных материалов ОНИКС-2.5. Оценка эксплуатационного состояния бетона выполняется с учетом пороговых значений параметров прочностных свойств, сорбционного влагонасыщения ($W_c=7\%$), показателя водной вытяжки ($pH=11,5$), количества негидратированных цементных остат-

ков ($V=20\%$), установлених по результатам исследований, представленных в работе [50].

Степень коррозии арматуры оценивается комплексом характеристик, включающих:

- характер коррозии (сплошная, язвенная, пятнами, тонким налетом, слоистая);
- площадь поражения поверхности (в процентах общей вскрытой поверхности);
- глубину коррозионных поражений.

Для измерения толщины стальных конструкций, подвергшихся коррозии, при одностороннем доступе использован ультразвуковой толщиномер УТ-31 МЦ.

Выводы

Разработана методика регистрационной оценки уровня риска, которая предусматривает учет опасности коррозионного разрушения средств первичной и вторичной защиты стальных профилей, арматуры и бетона путем введения в основное неравенство метода предельных состояний коэффициентов надежности противокоррозионной защиты.

Сравнительная оценка коррозионной стойкости производится на основе диагностики и расчетной оценки мер первичной защиты:

- γ_{zk} – коэффициента надежности противокоррозионной защиты стального профиля;
- γ_{zs} – коэффициента надежности противокоррозионной защиты стальной арматуры периодического профиля;
- γ_{zc} – коэффициента надежности противокоррозионной защиты стальной гладкой арматуры;
- γ_{zb} – коэффициента надежности противокоррозионной защиты бетона;
- C_{bs} – коэффициента надежности по прочности сцепления между арматурой и бетоном при коррозионном разрушении.

Расчетной характеристикой долговечности вторичной защиты сталежелезобетонных конструкций является коэффициент γ_{zn} , который устанавливает вероятностную характеристику работоспособности защитного покрытия в течение гарантированного срока службы T_{zy} противокоррозионной защиты.

Надійшла до редколегії 09.07.2009 р.

УДК 624.072.002.2

Структурные изменения металла при наплавке сварных швов с различной технологией

Иванова И.А., аспирант

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Розглянуті структурні зміни в металі та зміни його механічних характеристик, які викликані наплавленням холостих валиків за різними технологіями. Вибрана технологія, за якою буде виконане регулювання залишкового напруженого стану в подальших дослідженнях стиснених елементів із швелерів.

Аннотация. Рассмотрены структурные изменения в металле и изменения его механических характеристик, которые вызваны наплавкой холостых валиков по разным технологиям. Выбрана технология, по которой будет выполнено регулирование остаточного напряженного состояния в последующих исследованиях сжатых элементов из швеллеров.

Abstract. Structural changes in a metal and changes of his mechanical descriptions which are caused welding of single rollers on different technologies are in-process considered. Technology on which adjusting of the remaining tense consisting will be executed of subsequent researches of the compressed elements made of channels is chosen.

Ключевые слова: сварной шов, микроструктура металла, электрод, технология наплавки шва, механические свойства металла.

Введение. Постановка проблемы. Сварные швы, которыми соединяют металлические конструкции, вносят значительные изменения в структуру металла в околошовной зоне. В зависимости от вида сварки, электрода и среды, в которой производилась наплавка шва, происходят изменения в структуре металла. Большие изменения структуры металла в околошовной зоне приводят к образованию «горячих» трещин и участков, склонных к высокому уровню хрупкого разрушения в основном металле.

Особое место занимает наплавка холостых сварных швов (валиков), которая выполняется для регулирования исходного остаточного напряженного состояния (ОНС) с целью увеличения несущей способности сжатых элементов. Экспериментально было доказано, что наплавка холостых валиков сильно изменяет уровень ОНС по сравнению с исходным: в местах наплавки шва возникают большие остаточные растягивающие напряжения (ОРН), которые в корне меняют общую картину ОНС. Поэтому актуальным становится вопрос о том, какой вид сварки надо применять для наплавки холостых валиков, чтобы в структуре металла околошовной зоны возникало минимум изменений.

Анализ последних достижений и публикаций. Исследованиям механических свойств и структурных изменений в сварных конструкциях посвящены работы В.С. Игнатъевой, В.А. Винокурова, Б.С. Касаткина, В.И. Махненко, Л.М. Лобанова, Г.А. Николаева, А.Я. Недосеки, В.М. Сагелевича, А.И. Голоднова и др. [1 – 9]. В этих исследованиях рассмотрены различные аспекты проблем сварки и высокотемпературного нагрева при изготовлении и последующем регулировании ОНС. В результате этих исследований выявлены принципы регулирования ОНС, в т.ч. и путем создания зон остаточных растягивающих напряжений (ОРН), которые способствуют повышению несущей способности сжатых элементов [9].

Цель работы. Исследования изменений микроструктуры металла в околошовной зоне при наплавке валиков по различным технологиям для последующего принятия технологии наплавки с наименьшими влияниями на исходную структуру основного металла.

Основная часть. Для исследований микроструктуры металла околошовного участка были изготовлены три группы образцов. Каждая группа образцов отличалась друг от друга тем, что наплавка швов проводилась по различной технологии. Наплавка швов производилась на внешней стороне стенки швеллеров № 14 согласно ГОСТ 8240-89. Образцы получали путем разрезки стенки швеллеров с наплавленными холостыми швами на небольшие фрагменты.

Первая группа образцов. Наплавка швов проводилась при нормальных условиях постоянным током 180А электродом МР (рис. 1).

Вторая группа образцов. Наплавка швов проводилась при нормальных условиях переменным током 120А электродом АНО-21 (рис. 1).

Третья группа образцов. Наплавка швов производилась полуавтоматом в среде углекислого газа сварочной проволокой С08 постоянным током 80А (рис. 1).



Рис. 1. Общий вид образцов для исследования микроструктуры металла

Как известно, микроструктура металла сварного шва и околошовной зоны делится на три зоны: зона металла сварного шва, зона термического влияния (в свою очередь эта зона подразделяется на подзоны перегрева основного металла и нормализации основного металла) и зона основного металла. Структура зоны сварного шва дендридная с четко выраженной направленностью и полным отсутствием равноосных зерен феррита и перлита, что свидетельствует о низкой прочности металла в этой зоне. В структуре зоны термического влияния, которая условно разделена еще на две подзоны (как указано выше), видно наличие видмандштетта (в зоне перегрева основного металла), что свидетельствует о большой склонности металла к хрупкому разрушению. В этой подзоне просматриваются мелкие равноосные зерна феррита и перлита (в зоне нормализации основного металла). Структура зоны основного металла состоит из равноосных зерен феррита и перлита.

Характерные фрагменты различных зон металла сварного шва и околошовного участка представлены на рис. 2.

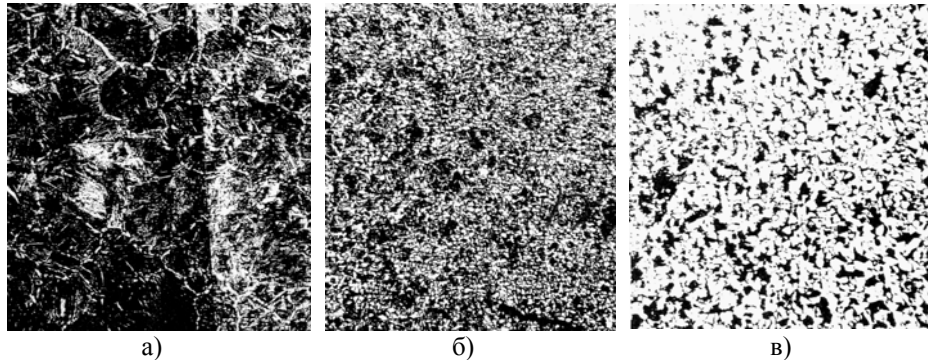


Рис. 2. Микроструктуры характерных зон металла сварного шва и околошовного участка металла (изображение увеличено в 100 раз):
а – структура в зоне перегрева основного металла;
б – структура в зоне нормализации основного металла;
в – структура в зоне основного металла

Различие микроструктур металла зависит от технологии нанесения сварного шва и заключается в различной величине зон термического влияния, а также наличием (либо отсутствием) тех или иных зерен (табл. 1). Фрагменты зон сварного шва при различной технологии нанесения представлены на рис. 3, а их характеристики – в табл. 2.

Таблиця 1

**Характеристики зони термічного впливання різних
сварочних швів**

Номер групи исследуемых элементов	Протяженность зоны термического влияния (мм) / отношение протяженности зоны термического влияния к толщине образца, %	Протяженность зоны перегрева (мм) / отношение протяженности зоны перегрева к протяженности зоны термического влияния, %
1	3,75 / 59,52	0,98 / 26,1
2	2,7 / 42,36	0,50 / 18,5
3	2,1 / 33,3	0,39 / 18,6

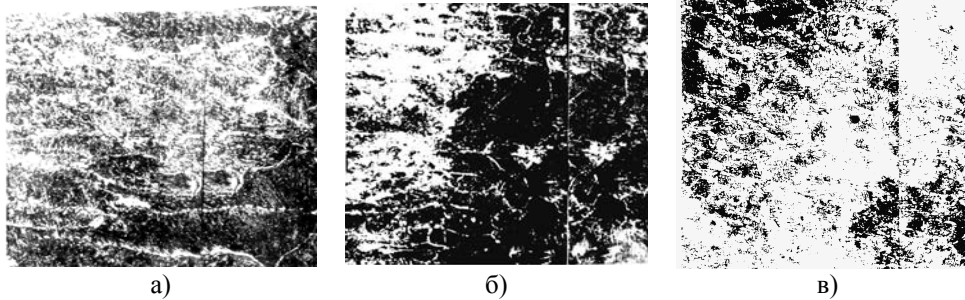


Рис. 3. Микроструктуры металла зоны сварного шва при различной технологии
нанесения (изображение увеличено в 100 раз):
а - группа образцов №1;
б - группа образцов №2;
в - группа образцов №3

Таблиця 2

**Характеристики микроструктур металла сварных швов,
наплавленных по разным технологиям**

Номер группы исследуемых элементов	Величина дендритов	Направленность дендритов	Обезуглероживание
1	Максимальная	Четко выраженная	Среднее
2	Средняя	Хаотичная	Максимальное
3	Минимальная	Хаотичная	Минимальное

Были определены механические характеристики стали для оценки степени влияния разных технологий наплавки валиков. Действительные механические характеристики стали были определены в результате испытаний стандартных образцов на растяжение. Результаты испытаний представлены в табл. 3.

Таблиця 3

**Сравнительная таблица механических свойств стали
до и после нанесения холостых валиков**

Характеристики стали	Исходное состояние стали	Номер группы образцов		
		1	2	3
Предел текучести стали σ_T , МПа	290,5	287	279	331
Временное сопротивление разрыву стали σ_B , МПа	436	438	422	437
Относительное удлинение δ , %	32,5	34	34	31
σ_T / σ_B	0,666	0,661	0,757	0,655

Выводы

1. Разработана методика и проведены экспериментальные исследования механических свойств и микроструктуры металла околошовных участков при различных технологиях наплавки холостых валиков. Наплавка валиков производилась на внешней стороне стенки швеллеров № 14 согласно ГОСТ 8240-89. Образцы для исследований микроструктуры получали путем разрезки стенки швеллеров № 14 с наплавленными холостыми валиками на небольшие фрагменты.
2. По данным проведенных исследований установлено, что наименьшие изменения в структуру металла вносит наплавка холостых валиков в среде углекислого газа сварочной проволокой С08 постоянным током в 80А.
3. Для дальнейших исследований несущей способности сжатых элементов из швеллеров с регулированием ОНС рекомендована наплавка холостых валиков в среде углекислого газа сварочной проволокой С08 постоянным током в 80А.

Литература

- [1] Игнатъева В.С. Метод "фиктивных" температур как основа исследований в области напряженно-деформированного состояния сварных соединений // Метал. конструкции в стр-ве: Сб. тр. / МИСИ. – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1979. – Вып. 152. – С. 71 – 88.
- [2] Махненко В.И. Развитие теории сварочных напряжений и деформаций // Тр. Всесоюз. симпозиума по остаточ. напряжениям и методам регулирования. – Щербинка: НИИМАШ, 1982. – С. 271 – 294.
- [3] Недосека А.Я. Основы расчета и диагностики сварных конструкций. Киев: ИНДПРОМ, 2001. – 815 с.
- [4] Николаев Г.А., Куркин С.А., Винокуров В.А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформации конструкций: Учеб. пособие. – М.: Высш. школа, 1982. – 272 с.

- [5] Окерблом Н.О. Расчет деформаций металлоконструкций при сварке. – М.: Л.: Машгиз, 1955. – 212 с.
- [6] Сагалевиц В.М. Методы устранения сварочных деформаций и напряжений. - М.: Машиностроение, 1974. – 248 с.
- [7] Экспериментальные исследования сварочных напряжений и деформаций / Б.С. Касаткин, Л.М. Лобанов, В.В. Волков, В.А. Пивторак. – Киев: Наук. думка, 1976. – 148 с.
- [8] Остаточные напряжения в деформируемых твердых телах / Г.Н. Чернышев, А.Л. Попов, В.М. Козинцев, И.И. Пономарев. – М.: Наука, 1996. – 240 с.
- [9] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Изд-во «Сталь». 2008. – 150 с.

Надійшла до редколегії 01.07.2009 р.

УДК 624.072.002.2

Влияние остаточных напряжений на устойчивость пластин, предварительно напряженных локальным термическим воздействием

Антошина Т.В., аспирант

Донбасский государственный технический университет, Украина

Анотація. Наведені методика і результати експериментального визначення впливу залишкових напружень на стійкість пластин. Встановлений кількісний вплив залишкових напружень після регулювання на стійкість і прогин.

Аннотация. Приведены методика и результаты экспериментального определения влияния остаточных напряжений на устойчивость пластин. Установлено количественное влияние остаточных напряжений после регулирования на устойчивость и прогиб.

Abstract. A method and results of experimental determination of influence of residual stresses is resulted on stability of plates. Quantitative influence of residual stresses is set after adjusting on stability and bending.

Ключевые слова: пластина, температурные воздействия, остаточные напряжения, устойчивость, прогиб.

Введение. Постановка проблемы. При нагреве строительные стали претерпевают различные изменения. В наиболее общем случае (при сварке) наблюдаются три зоны соединения [1 – 4].

В зоне расплавления металл разогревается выше температуры плавления $T=1535$ °С. Металл изделия и электрода перемешивается и после прекращения нагрева начинается его первичная кристаллизация. Во время кристаллизации возникают растягивающие напряжения. Они могут вызвать появление "горячих" трещин, которые приводят к разрушению соединения, особенно при динамических нагрузках. Для зоны расплавления характерна столбчатая структура литого металла. В процессе охлаждения металл претерпевает структурные и фазовые изменения и приобретает вторичную структуру. Качество металла этой зоны улучшается легированием и правильным выбором скорости охлаждения. Легирование осуществляют марганцем, кремнием и др., вводя их в расплавленный металл через электродную проволоку, флюсы и обмазки.

Зоной термического влияния называется прилегающий к шву участок основного металла. Ширина этой зоны составляет примерно 30...60 мм при ручной и 20...40 мм при автоматической сварке. На участках, разогретых до температуры 1000...1100 °С, расположен перегретый металл с

сильно выросшим зерном. Металл этой зоны имеет пониженные механические характеристики по сравнению с основным металлом. На участках, разогреваемых до температур 900...1000 °С, металл претерпевает полную перекристаллизацию, имеет мелкое зерно и повышенные, по сравнению с основным металлом, механические характеристики. На участках, разогреваемых до температур 720...900 °С, металл испытывает частичную кристаллизацию и его качество не отличается от качества основного металла.

В зоне термического влияния при ее усиленном охлаждении возможно образование закалочных структур, например мартенсита. Растягивающие напряжения, возникающие при охлаждении, могут вызвать появление "холодных" трещин.

Весь остальной металл изделия сохраняет свои первоначальные свойства, так как температура нагрева не достигла критической точки $A_{C3}=723$ °С [4].

Изучению влияния остаточного напряженного состояния (ОНС) на работу сжатых элементов посвящены многие исследования [1 – 6].

В работах Г.А. Николаева, С.А. Куркина, В.А. Винокурова [1] показано, что под действием усадочных сил возникают напряжения сжатия, вызывающие потерю устойчивости листов. Рассмотрены два типа задач: первая – определение возможности потери устойчивости, и вторая – определение перемещений после потери устойчивости.

Исследованиям влияния напряжений, вызываемых сваркой, на местную устойчивость стенки в зависимости от типа сварного шва, посвящены работы Н.О. Окерблома [2, 3]. Приведена методика оценки устойчивости листов под воздействием остаточных напряжений (ОН), а также методика определения ОН. Рассмотрено влияние ОН на устойчивость пластин при изготовлении элементов конструкций и определены ограничения, обеспечивающие устойчивость пластин с разными условиями закрепления.

В работе А.И. Голоднова [4] показано, что устойчивость пластин может быть существенно повышена при применении регулирования ОНС путем прогрева участков пластин. Возникающее при этом ОНС, когда в центральной части пластины возникают остаточные растягивающие напряжения (ОРН), а в приконтурной зоне – остаточные сжимающие напряжения (ОСН), способствует повышению устойчивости. В то же время ОНС, возникающее после наплавки сварных швов по контуру, наоборот, способствует снижению устойчивости пластин вследствие появления ОНС, при котором в центральной части пластины возникают ОСН, а в приконтурной – ОРН.

Наличие ОНС требует серьезного подхода и к обеспечению устойчивости пластин – для предотвращения деформаций выпучивания обычно увеличивают толщину стенки или устанавливают дополнительные ребра жесткости, что приводит в большинстве случаев к неоправданному перерасходу материала. Избежать выпучивания стенки можно путем ее предварительного растяжения перед сваркой поясных швов [6].

Несмотря на наличие большого экспериментально-теоретического материала, в нормативных документах отсутствуют предложения по учету влияния ОНС на устойчивость.

Цель работы. Экспериментальное подтверждение результатов теоретических исследований возможности повышения устойчивости сжатых пластин путем локальных термических воздействий (ЛТВ).

Основная часть. В качестве экспериментальных образцов использованы пластины размерами 500x500 мм и толщиной 5 мм. Материал пластин – сталь марки Вст3Гсп согласно ГОСТ 380-94. Регулирование ОНС было выполнено путем ЛТВ (разогревом пластин в центре с одной стороны газовым резаком). Температура разогрева для разных пластин была различна и составляла примерно 800 °С, 900 °С, 1000 °С. Разогрев после достижения заданной температуры осуществлялся в течение одной минуты. Контроль температуры производился термопарой, установленной с обратной стороны пластины. Диаметр пятна при разогреве составлял 25...30 мм. Остывание большинства пластин производилось естественным путем на воздухе (естественное), а для некоторых – путем обрызгивания водой (принудительное). Для сравнения были испытаны пластины в состоянии поставки, т.е. без регулирования ОНС.

Пластины испытывались на сжатие в специальной установке, смонтированной на машине ГРМ-100, до появления характерных линий сдвиговых деформаций (линий Чернова–Людерса). Общий вид установки с пластиной под прессом показан на рис. 1.

В процессе испытаний производились измерения прогиба в центре пластины (выгиба из плоскости). Графики зависимости «нагрузка–прогиб» для некоторых пластин с естественным остыванием представлены на рис. 2.

Как видно из представленных графиков, прогибы в центре пластин после регулирования ОНС путем предварительного напряжения ЛТВ при одних и тех же нагрузках меньше, чем у пластины в состоянии поставки. Величина критической силы для пластин с регулируемым ОНС больше примерно на 20 % соответствующей величины для пластины в состоянии поставки.



Рис. 1. Общий вид установки с пластиной под прессом

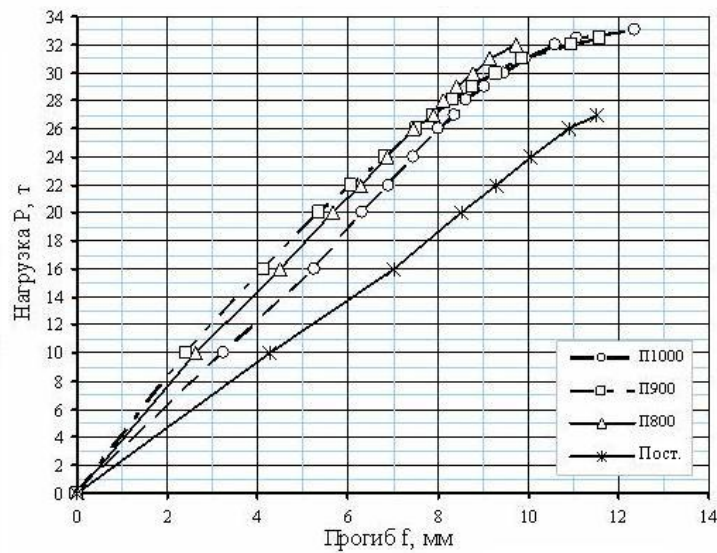


Рис. 2. Зависимости «нагрузка–прогиб» для различных пластин:
П1000 – пластина, разогретая до температуры 1000 °С;
П900 – пластина, разогретая до температуры 900 °С;
П800 – пластина, разогретая до температуры 800 °С;
Пост. – пластина в состоянии поставки

Поскольку пластины нагревались в свободном состоянии, то после остывания имели деформированную форму поверхности. Максимальная величина остаточного выгиба для разных пластин была в пределах 3 мм. Для исключения влияния остаточного выгиба была выполнена правка пластины П900. Правка выполнялась под прессом путем выгиба в обратном остаточному прогибу направлении.

После правки пластина была испытана по приведенной выше схеме. Графики зависимости «нагрузка–прогиб» для пластин с регулируемым ОНС путем предварительного напряжения ЛТВ (без правки и аналогичной пластины после правки) представлены на рис. 3.

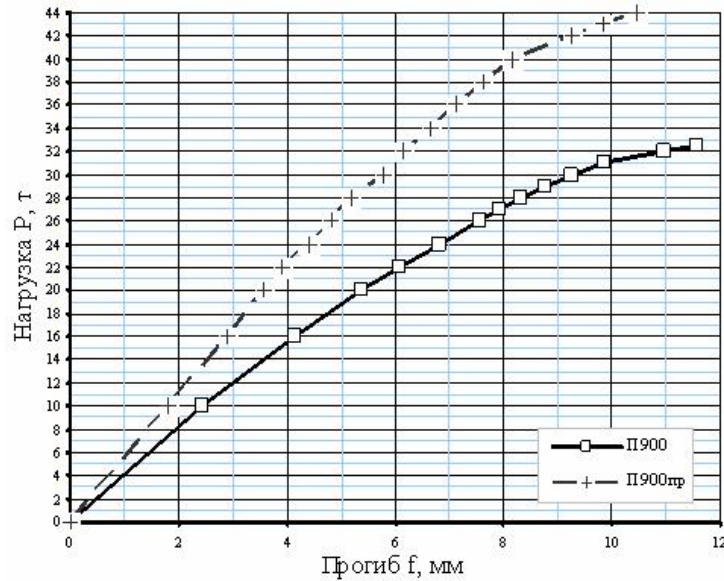


Рис. 3. Зависимости «нагрузка–прогиб» для пластин с правкой и без правки

Как видно из рис. 3, выгиб в центре пластины после правки (П900пр) меньше, чем выгиб пластины без правки (П900). Величина же критической нагрузки для пластины П900пр примерно на 35 % выше, чем пластины П900 и примерно на 62 % выше, чем для пластины в состоянии поставки (Пост.).

Выводы

1. Подтверждены теоретические предположения о возможности регулирования ОНС путем предварительного напряжения ЛТВ для повышения устойчивости прямоугольных пластин, сжатых в одной плоскости. Предварительное напряжение ЛТВ возможно путем разогрева точечным

источником тепла большой мощности в той зоне конструкции, которая при эксплуатационной нагрузке будет сжата.

2. Предварительное напряжение ЛТВ способствовало повышению величин критических сил (устойчивости) и снижению выгибов сжатых по двум кромкам пластин. Повышение критических сил объясняется созданием зон ОРН в той зоне пластины, где при эксплуатационной нагрузке будут действовать сжимающие напряжения. Уравновешивающие ОСН сосредотачиваются вблизи контура пластины и их отрицательное влияние на устойчивость существенно уменьшается.

3. После регулирования ОНС путем предварительного напряжения ЛТВ в пластинах при свободном закреплении возникал остаточный выгиб, снижающий устойчивость пластин. Ликвидация остаточного выгиба способствовала повышению устойчивости примерно на 35 %.

4. С целью уменьшения неравномерных деформаций элементов конструкций, в частности пластин, регулирование ОНС путем предварительного напряжения ЛТВ необходимо производить симметричным разогревом с двух сторон или путем точечной сварки с ограничением краевых перемещений.

Литература

- [1] Николаев Г.А., Куркин С.А., Винокуров В.А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформации конструкций: Учеб. пособие. – М.: Высш. школа, 1982. – 272 с.
- [2] Окерблом Н.О. Влияние остаточных напряжений, создаваемых сваркой, на местную и общую устойчивость элементов сварных конструкций // XIII Конгресс Междунар. ин-та сварки (13–19 июня 1960 года в г. Льеже). – М.: Гос. изд-во машиностр. лит., 1962. – С. 233 – 239.
- [3] Окерблом Н.О. Конструктивно-технологическое проектирование сварных конструкций. – М.; Л.: Машиностроение, 1964. – 420 с.
- [4] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.
- [5] Недосека А.Я. Основы расчета и диагностики сварных конструкций. – К.: ИНДПРОМ, 2001. – 815 с.
- [6] Терещенко В.И. Продольные деформации в двутаврах с предварительным натяжением стенки // Автомат. сварка. – 1963. – № 7. – С. 50 – 59.

Надійшла до редколегії 27.05.2009 р.

УДК 624.072.002.2

Экспериментальное определение остаточного напряженного состояния предварительно напряженной металлической колонны

Балашова О.С., аспирант

Донбасский государственный технический университет, Украина

Анотація. Викладена методика визначення залишкового напруженого стану в металевій колоні, яка була попередньо напружена витяганням поясів способом випереджувального розігрівання. Підтверджені теоретичні передумови щодо розподілу залишкових напружень, які сприяли збільшенню несучої здатності стислих зразків.

Аннотация. Изложена методика определения остаточного напряженного состояния в металлической колонне, предварительно напряженной вытяжкой поясов способом упреждающего разогрева. Подтверждены теоретические предпосылки относительно распределения остаточных напряжений, которые способствовали увеличению несущей способности сжатых образцов.

Abstract. The method of determination of the remaining tense consisting is expounded of metallic column, by preliminary tense extraction of belts by the method of proactive warming-up. Theoretical pre-conditions were confirmed in relation to distributing of remaining tensions which was instrumental in the increase of bearing strength of the compressed samples.

Ключевые слова: двутавровая колонна, предварительное напряжение, остаточное напряженное состояние, несущая способность.

Введение. Постановка проблемы. Целенаправленное создание остаточного напряженного состояния (ОНС) в металлических конструкциях, положительно влияющего на их работу под нагрузкой, возможно путем предварительного напряжения.

Предварительное напряжение используется в различных конструкциях: балках, фермах, мостах, башнях, колоннах, резервуарах, трубопроводах, висячих конструкциях и т.п. Необходимость его диктуется различными целями: расширением области упругой работы материала, перераспределением усилий, уменьшением деформативности, повышением устойчивости и усталостной прочности и т.п. Предварительное напряжение может осуществляться как на стадии изготовления, так и на стадии монтажа, а иногда и в процессе эксплуатации.

В связи с многообразием целей и способов предварительного напряжения конструкций многие авторы неоднократно систематизировали имеющиеся сведения путем их классификации [1, 2]. Классификации производились в зависимости от целей, вида конструкции и способа создания предвари-

тельного напряжения. По способу изготовления различают предварительное напряжение на стадии изготовления и на стадии монтажа.

Предварительное напряжение на стадии монтажа, обычно для неразрезных балок, производят путем регулирования уровня опор. Этот способ достаточно хорошо изучен и не представляет особого интереса для дальнейшего изучения в рамках настоящих исследований.

Методы предварительного напряжения конструкций на стадии изготовления можно разделить на три группы [1 – 4]:

- затяжные методы с использованием дополнительных элементов типа затяжек;
- беззатяжные методы, основанные на предварительном деформировании элементов с последующей фиксацией сваркой;
- методы предварительного напряжения путем локальных термических воздействий (ЛТВ).

Первые идеи беззатяжных способов предварительного напряжения возникли одновременно с началом разработки затяжных методов.

В двутавровых элементах предварительное напряжение осуществляется путем предварительного деформирования поясов, стенки, частей сечений (здесь и далее под частью сечения подразумевается пояс и примыкающая к нему часть стенки и ребер) с последующей фиксацией полученного состояния сваркой [1 – 4].

Было выяснено, что при одинаковом с обычной, ненапрягаемой балкой сечении предварительно напряженная балка имеет большую несущую способность. И.Г. Клинов [5] исследовал возможность предварительного напряжения балок путем присоединения к исходному тавру (верхнему поясу и стенке) растянутого нижнего пояса.

Предварительное напряжение двутавровых элементов, при котором к предварительно растянутой стенке присоединяются одновременно два пояса из более прочной стали, чем стенка, изложен в работах [1, 2]. После сварки поясных швов стенка остается растянутой, а пояса сжатыми. По полученной эпюре нормальных напряжений этот способ целесообразен для сжатых элементов.

Возможен метод предварительного напряжения двутавровых элементов, при котором к стенке из высокопрочной стали присоединяются одновременно два предварительно растянутых пояса [1, 3, 4]. По полученной эпюре нормальных напряжений этот способ целесообразен для сжатых элементов. Предварительно напряженная таким способом колонна и была исследована с целью изучения ОНС.

В работе [1] приведена методика расчета и даны указания по проектированию предварительно напряженных различными способами элементов усиления строительных конструкций. Здесь также сделана попытка классификации всех известных беззатяжных способов предварительного напряжения и даны предложения по расчету таких элементов, основанные на единых предпосылках. Предложенный подход является достаточно простым и в то же время позволяет с единых позиций провести оптимизацию сечений предварительно напряженных элементов по критерию минимума расхода материала. Недостатком предложенных расчетных методик является то, что в них не учитывается влияние ОН, обусловленных сваркой поясных швов.

Цель работы. Экспериментальное определение остаточного напряженного состояния в предварительно напряженной вытяжкой поясов способом упреждающего разогрева сварной двутавровой колонне.

Основная часть. Экспериментальные исследования проводились для получения данных о характере распределения остаточных напряжений (ОН) в предварительно напряженной вытяжкой поясов способом упреждающего разогрева сварной двутавровой колонне для последующей проверки теоретических предпосылок.

В качестве экспериментального использован образец серии СНУ, изготовленный на ДЗМК им. И.В. Бабушкина в 1981 г. [6]. Длина образца составляла 1400 мм, сечение показано на рис. 1.

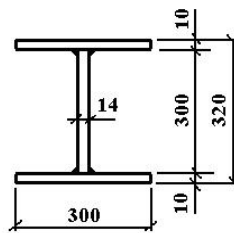


Рис. 1. Сечение экспериментального образца

Образцы серии СНУ были изготовлены из металла одной партии. После изготовления стволы длиной 6 м производилась разрезка на мерные длины – 2800 мм (для испытаний на сжатие) и 1400 мм (для определения ОНС).

Образцы были изготовлены предварительно напряженными вытяжкой поясов способом упреждающего разогрева (моделирование заводской технологии). Сущность предварительного напряжения таким способом заключалась в упреждающем разогреве поясов перед сваркой поясных

швов до температури примерно 300 °С. После остывания образец становился предварительно напряженным: в поясах должны были возникать остаточные растягивающие напряжения (ОРН), а в стенке – остаточные сжимающие напряжения (ОСН).

Исследования ОНС проведены разрушающим методом с использованием тензорезисторов сопротивления и регистрирующей аппаратуры (системы СИИТ-3 с кабелями и коммутаторами). Это позволило получить распределение ОН в элементах путем измерения деформаций после разрезки и переводом показаний прибора в напряжения умножением на коэффициент тензочувствительности. Его величина ($k = 0,376$ МПа) определена путем тарировки на консольной тарировочной балке с переменным сечением, загруженной силой на свободном конце. Схема наклейки тензодатчиков приведена на рис. 2. Общий вид разрезанного образца с наклеенными тензорезисторами показан на рис. 3.

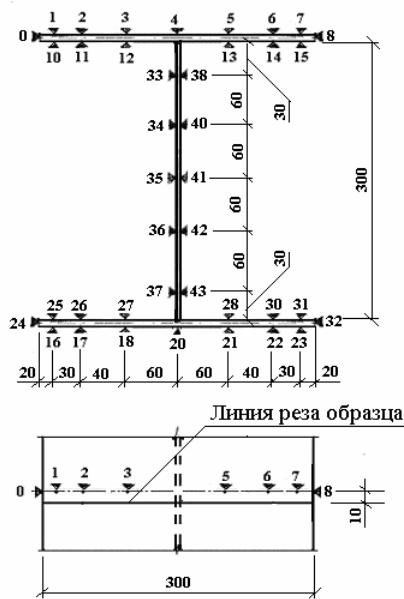


Рис. 2. Схема наклейки тензорезисторов

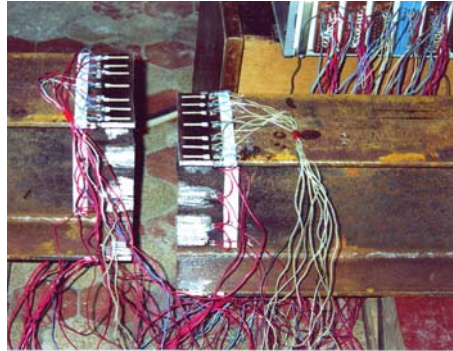


Рис. 3. Общий вид разрезанного образца

Механические свойства сталей определялись в процессе изготовления экспериментальных образцов. От каждого листа брались пробы и определялись физико-механические характеристики металлов.

Расчетное определение ОНС для предварительно напряженного образца серии СНУ выполнено по методике [1] с использованием следующих формул:

$$\alpha = \frac{b_f \cdot t_f}{h_w \cdot t_w} = \frac{30 \cdot 1}{30 \cdot 1,4} = 0,714;$$

$$n = \frac{R_y^w}{R_y^f} = \frac{577}{344} = 1,677;$$

$$\beta_f = \frac{n + 2 \cdot \alpha}{\frac{\varphi_y}{\varphi_x} + 2 \cdot \alpha} = \frac{1,677 + 2 \cdot 0,714}{\frac{0,85}{0,95} + 2 \cdot 0,714} = 1,337;$$

$$\sigma_{res, str}^{(f)} = (\beta_f - 1) \cdot R_y^f = (1,337 - 1) \cdot 344 = 115,9 \text{ МПа};$$

$$\beta_w = \frac{\beta_f \cdot R_y^f}{R_y^w} = \frac{1,337 \cdot 344}{577} = 0,797;$$

$$\sigma_{res, com}^{(w)} = (\beta_w - 1) \cdot R_y^w = (0,797 - 1) \cdot 577 = -117,1 \text{ МПа}.$$

Эпюры ОН в образце серии СНУ показаны на рис. 4.

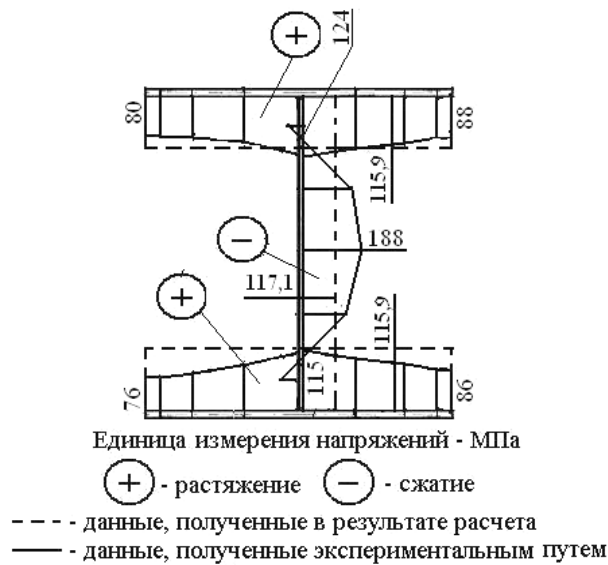


Рис. 4. Эпюры ОН для образца серии СНУ

Как следует из рис. 4, получено удовлетворительное согласование опытных и вычисленных величин ОРН в поясах. Некоторые расхождения в величинах ОСН в стенке можно объяснить наличием зон ОРН, возникающих при сварке поясных швов.

Выводы

1. Экспериментально доказана возможность получения оптимального распределения ОН в сварном двутавровом сечении, предварительно напряженном вытяжкой поясов способом упреждающего разогрева (серия СНУ). Пояса после такого способа предварительного напряжения оказались растянутыми, а стенка – сжатой за исключением зоны в районе поясных швов. Уровень ОРН в поясах соответствовал примерно 0,22...0,33 σ_T . Предварительный разогрев поясов перед сваркой поясных швов способствовал ликвидации пиков ОРН в районе поясных швов и уравниванию эпюры ОРН в пределах поясов.
2. Полученные в ходе проведения экспериментальных исследований данные о характере распределения ОН в сечении хорошо согласуются с данными, полученными в результате расчета.

Литература

- [1] Методические рекомендации по применению облегченных предварительно напряженных сварных двутавров для реконструкции промышленных предприятий / НИИСП Госстроя УССР. – Киев, 1988. – 45 с.
- [2] Рекомендации по проектированию решетчатых колонн с ветвями из сварных двутавров с преднапряженной стенкой / ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. – М., 1985. – 36 с.
- [3] А.с. 729327 СССР, Е04 21/12. Способ предварительного напряжения металлических колонн / И.И. Набоков, Е.П. Лукьяненко, В.А. Нелидов, В.А. Муляев. – Опубл. 25.04.80, бюл. № 14.
- [4] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.
- [5] Клинов И.Г. Оптимальные параметры металлических бестросовых предварительно напряженных балок // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1967. – № 3. – С. 19 – 23.
- [6] Голоднов А.И., Набоков И.И. Несущая способность двутавровых стержней, предварительно напряженных локальными термическими воздействиями // Теорет. основы будівництва: Зб. наук. праць / Придніпр. Держ. академія будівництва та архітектури і Варш. техн. ун-т. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2003. – Вип. 11. – С. 81 – 84.

Надійшла до редколегії 27.05.2009 р.

УДК 624.072.002.2

Несуча здатність стиснених стержнів із спарених прокатних кутиків з урахуванням впливу залишкового напруженого стану, що виникає після нагрівання крайок

Кисіль О.А.

Вінницький національний технічний університет, Україна

Анотація. Розроблена методика розрахунку стиснених елементів із спарених кутиків з урахуванням впливу залишкових напружень і після регулювання залишкового напруженого стану. Методика базується на фізичних передумовах і припущеннях, що традиційно використовуються при розв'язуванні такого роду задач.

Аннотация. Разработана методика расчета сжатых элементов из спаренных уголков с учетом влияния остаточных напряжений и после регулирования остаточного напряженного состояния. Методика базируется на физических предположениях и допущениях, традиционно используемых при решении такого рода задач.

Abstract. The method of calculation of the compressed elements is developed from the coupled angles taking into account influence of residual stresses and after adjusting of the residual stresses state. A method is based on physical pre-conditions and assumptions, traditionally in-use at a decision such of tasks.

Ключові слова: залишкові напруження, стиснений елемент таврового перерізу, прокатні кутики, стійкість.

Вступ. Постановка проблеми. Одним із чинників, що впливають на властивості елементів конструкції, розглядаються напруження, які залишаються в конструктивних елементах після прокату або виготовлення і відомі як залишкові напруження (ЗН).

Вивчення проблеми, що викладена в роботах [1, 2], свідчить про необхідність продовження досліджень залишкового напруженого стану (ЗНС), що виникає в елементах сталевих конструкцій після виготовлення та регулювання, і його впливу на стійкість. Регулювання ЗНС шляхом наплавлення валиків по всій довжині елемента достатньо широко вивчено, особливо для елементів двотаврового профілю. Раніше було встановлено, що наплавлення валиків по всій довжині елемента двотаврового профілю сприяє підвищенню стійкості до 40 % за рахунок регулювання ЗНС. Для елементів із кутикових профілів регулювання ЗНС необхідно виконувати в місцях приварювання з'єднувальних пластин, оскільки в цих частинах елементів виникають стискальні залишкові напруження [3, 4].

Експериментальне вивчення ЗНС після регулювання шляхом наплавлення валиків на частини довжини і його впливу на стійкість виконані для елементів таврового (з парних кутиків) профілю. С.В. Козлов обґрунтував

доцільність такого способу регулювання ЗНС у складених перерізах таврового, хрестового профілю, а також для стержнів із поодиноких кутиків. Такий спосіб економічний і дозволяє сконцентрувати теплові впливи на обмеженій площі перерізу. Але після регулювання ЗНС залишається валик наплавленого металу, який не завжди підвищує естетику виробу. Очікується отримання позитивного результату щодо збільшення несучої здатності стиснених стержнів і після прогрівання крайок полицок до температури вище за критичну A_{C3} .

Мета роботи. Розроблення методики визначення несучої здатності стиснених елементів із прокатних кутиків з урахуванням впливу залишкового напруженого стану.

Основна частина. При виготовленні в елементах зварних металевих конструкцій виникає залишковий напружений стан (ЗНС). Наведені в роботах Г.О. Ніколаєва, В.О. Вінокурова, О.І. Голоднова та інших дослідників дані свідчать про неоднозначний вплив ЗНС на стійкість стиснених елементів.

Після наплавлення холостих валиків по крайках кутика в перерізі виникає складний напружено-деформований стан (НДС). Ідеалізований вигляд ЗНС наведений на рис. 1.

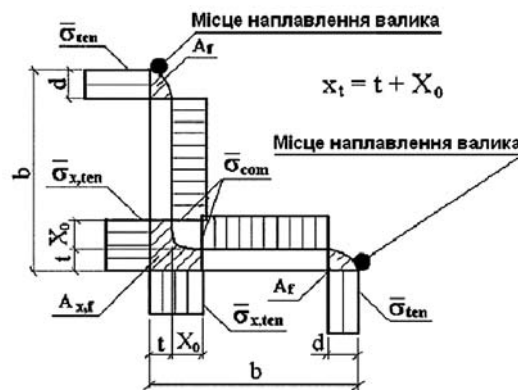


Рис. 1. Ідеалізований вигляд ЗНС, що виникає в кутиках після наплавлення валиків по крайках

Дещо інший вигляд має ЗНС після приварювання з'єднувальних пластин (рис. 2). Поява на крайках кутиків стискальних напружень після приварювання пластин спричинює перехід матеріалу в пластичний стан на більш ранній стадії навантаження, ніж у всьому елементі, завдяки чому стиснений елемент втрачає несучу здатність через місцеву втрату стійкості (рис. 3).

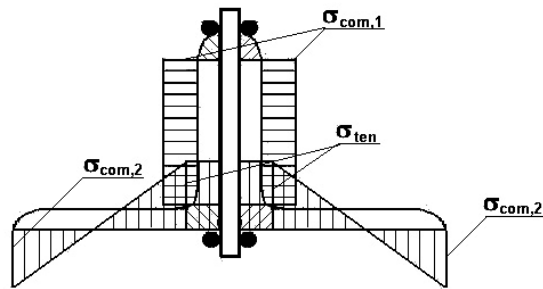


Рис. 2. Ідеалізований вигляд ЗНС, який виникає в кутиках після приварювання з'єднувальних пластин



Рис. 3. Втрата місцевої стійкості полочки кутика в місці приварювання з'єднувальної пластини

Запобігти такому явищу можна за рахунок наплавлення валиків по крайках або прогрівання крайок до температури вищої за критичну A_{C3} . Після цього в елементі виникне ЗНС, який сприятиме підвищенню несучої здатності (рис. 4).

Розрахунок таких елементів можливий згідно з загальними правилами будівельної механіки і методиками, які рекомендовані державними будівельними нормами [5, 6] з урахуванням специфіки ЗНС. У першому наближенні можна використати пропозиції В.М. Небилова, С.В. Козлова, О.І. Голоднова [7, 8].

Тоді загальний алгоритм розрахунку стиснених елементів таврового перетину із парних кутиків з урахуванням впливу ЗНС може бути записаний у такому вигляді.

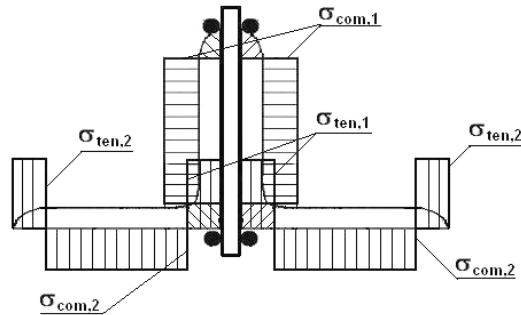


Рис. 4. Ідеалізований вигляд ЗНС, який виникає в кутиках після приварювання з'єднувальних пластин і прогрівання крайок до температури вищої за критичну A_{C3}

1. Визначають ЗНС в перетинах кутиків після наплавлення валиків або прогрівання крайок. Обчислюють розміри зон залишкових розтягувальних напружень (ЗРН) та залишкових стискальних напружень за відомими методиками, наприклад, [2].
2. Обчислюють величину умовної гнучкості стисненого елемента з урахуванням наявності ЗСН на крайках за формулою

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{(R_y - \bar{\sigma}_{com})}{E}}, \quad (1)$$

де λ – гнучкість елемента.

3. Знаходять коефіцієнт подовжнього вигину φ за формулами (8)–(10) [5].
4. Визначають несучу здатність стисненого елемента з урахуванням наявності ЗСН за формулою

$$P_U = \varphi \cdot (R_y - \sigma_{com,2}) \cdot A, \quad (2)$$

де A – загальна площа перерізу елемента з кутиків.

Несучу здатність стисненого елемента після регулювання ЗНС можна визначити за загальними правилами розрахунку, приймаючи в формулі (2) величину $\sigma_{com,2}$ такою, що дорівнює нулю. Таке припущення піде в запас міцності.

Розрахунки за запропонованим алгоритмом дозволяють отримати рішення з достатньою для практичних цілей точністю.

Запропонований алгоритм розрахунку та вигляди ЗНС, які виникають під час виготовлення та регулювання в елементах з кутиків шляхом прогрівання крайок, необхідно перевірити експериментально. Вищевикладене визначило постановку наступних задач експериментальних досліджень:

1. Провести дослідження ЗНС, який виникає в елементах із парних кутиків, при виготовленні (після приварювання з'єднувальних пластин).
2. Провести дослідження ЗНС, який виникає в елементах із парних кутиків, після регулювання шляхом прогрівання крайок полицок до різних температур (в зоні приварювання з'єднувальних пластин).
3. Провести випробування стержнів зі спарених кутиків різної гнучкості, що мають однаковий ЗНС, на стиск.
4. Провести порівняльні випробування стержнів у стані постачання (після виготовлення) і після регулювання шляхом прогрівання крайок до різних температур.
5. Після випробувань першого етапу для стержнів у стані постачання виконати підсилення шляхом прогрівання крайок. Після цього провести додаткові випробування стержнів.

З метою вивчення ЗНС у стані постачання і після регулювання шляхом прогрівання крайок передбачається проведення випробувань декількох серій спеціально сконструйованих зразків із різними параметрами температурних впливів, що дозволить визначити оптимальну (в нашому випадку найменшу) температуру розігрівання.

У ході проведення експериментальних досліджень стиснених елементів різної гнучкості планується отримати додатковий експериментальний матеріал стосовно впливу ЗНС на стійкість і доцільність такого виду регулювання.

На останньому етапі досліджень планується проведення випробувань вже випробуваних стержнів у стані постачання (без регулювання ЗНС), підсилених шляхом прогріву крайок полиць кутиків. Це дозволить дійти висновку щодо доцільності такого способу підсилення конструкцій, що експлуатуються.

Випробування всіх зразків будуть виконані при однакових схемах прикладання зовнішнього навантаження за рахунок використання однакових опорних пристосувань.

Література

- [1] Голоднов А.И. О необходимости учета остаточных напряжений при проектировании металлических конструкций // Метал. конструкции: взгляд в прошлое и будущее: Сб. докл. VIII Украинской науч.-техн. конф. – Ч. 1. – К.: Изд-во «Сталь», 2004. – С. 314 – 323.
- [2] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Изд-во «Сталь», 2008. – 150 с.
- [3] Козлов С.В., Иванов А.П., Голоднов А.И. Экспериментальные исследования сжатых элементов из уголков после наплавки сварных швов // Метал. конструкции: взгляд в прошлое и будущее: Сб. докл. VIII Украинской науч.-техн. конф. – Ч. 1. – К.: Изд-во «Сталь», 2004. – С. 554 – 560.
- [4] Голоднов А.И., Козлов С.В. Распределение остаточных напряжений в сечениях прокатных уголков при предварительном напряжении локальными термическими воздействиями на кромках // Вісник Придніпровської державної академії будівництва і архітектури. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2003. – № 10 – 11. – С. 37 – 41.
- [5] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [6] ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування / Мінбуд України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.
- [7] Небылов В.М. Учет сварочных напряжений при расчете элементов конструкций на устойчивость // Автомат. сварка. – 1961. – № 2. – С. 3-14.
- [8] Козлов С.В. Підвищення стійкості стиснутих елементів ферм з куткових профілів локальними термічними впливами: Автореф. дис. к.т.н: 05.23.01 / НДІБК. – К.:, 2004. – 20 с.

Надійшла до редколегії 24.06.2009 р.

УДК 69.059.22:699.8

Зміна характеристик міцності та деформативності матеріалів залізобетонних конструкцій при високотемпературних впливах

Ткачук І.А.

ТОВ «Тест», м. Бровари, Україна

Анотація. Викладені методичні підходи до визначення характеристик матеріалів будівель після високотемпературних впливів. Показана важливість рішення цього питання стосовно будівель для оцінки можливості їхньої подальшої експлуатації після пожежі.

Аннотация. Изложены методические подходы к определению характеристик материалов зданий после высокотемпературных воздействий. Показана важность решения этого вопроса применительно к зданиям для оценки возможности их дальнейшей эксплуатации после воздействия пожара.

Abstract. The methodical approaches is expounded near determination of descriptions of materials of buildings after high temperature influences. Importance of decision of this question is rotined as it applies to buildings for the estimation of possibility their to further exploitation after influences of fire.

Ключові слова: залізобетонні та сталеві конструкції, високотемпературні впливи, міцність бетону та сталі.

Вступ. Постановка проблеми. Залізобетонні елементи залишаються основними складовими частинами житлових і громадських будинків. Останнім часом у зв'язку зі значним зростанням обсягів будівництва монолітно-каркасних будівель підвищеної поверховості актуальним залишається питання пожежної безпеки при експлуатації, в першу чергу, колон і пілонів, оскільки виключення з роботи стиснених елементів може призвести до руйнування будинку в цілому.

Досвід експлуатації стінових панелей, колон, інших пластинчастих стиснених елементів свідчить про їхній достатній запас несучої здатності за умов відсутності непередбачуваних високотемпературних впливів. Як одна з найбільш істотних причин підвищеної небезпеки для таких конструкцій розглядається нерівномірний нагрів і зміна характеристик міцності і деформативності під час і після пожежі. У зв'язку з цим виникає необхідність у проведенні робіт із обстеження, оцінки технічного стану та відновленню експлуатаційної придатності існуючих конструкцій, а також прогнозування технічного стану і можливого передбачення руйнування при високотемпературних впливах із подальшим використанням захисних заходів. При цьому необхідно вирішувати питання, пов'язані із забезпечен-

ням тривалої та надійної експлуатації будівельних конструкцій, в тому числі при дії підвищених і високих температур, за рахунок прийняття відповідних матеріалів або захисних заходів, визначенням напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій при різних впливах і виконанням робіт із продовження терміну експлуатації як окремих конструкцій, так і будівель в цілому [1 – 5].

Мета роботи. Виявлення особливостей роботи, оцінка НДС і несучої здатності залізобетонних конструкцій, що знаходяться в експлуатації, за наявності високотемпературних впливів із розробленням заходів щодо запобігання руйнуванню конструкцій.

Основна частина. До чинників, що визначають поведінку будівельних конструкцій в умовах пожежі, відносять:

- ступінь навантаження конструкцій та окремих елементів;
- вигляд і величина пожежного навантаження, що визначає температурний режим, а також теплоту пожежі;
- теплове навантаження на конструкцію;
- теплофізичні та фізико-механічні характеристики матеріалів, із яких виконані будівельні конструкції;
- умови нагріву та способи з'єднання конструкцій.

Згідно з [6] фактичні межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначаються при дії нормативних навантажень (приймаються характеристичні значення величин навантажень згідно з [7]). Величини нормативних навантажень встановлюються залежно від призначення конструкцій і умов їх експлуатації.

У відповідності з [7] розрізняють навантаження постійні та тимчасові. Тимчасові навантаження підрозділяються на тривалі, короточасні й особливі.

Постійними називаються такі навантаження, які діють на будівельну конструкцію постійно. До таких навантажень відносяться власна маса конструкцій, тиск ґрунту, дія попереднього напруження конструкцій тощо.

Тривалими називаються такі навантаження, що діють на конструкцію тривалий час. До таких навантажень відносяться маса технологічного устаткування, тиск рідин і газів у резервуарах і трубопроводах, маса складованих вантажів тощо.

Короточасними називають навантаження, що діють нетривалий час. До таких навантажень відносяться маса людей, рухоме підйомно-транспортне устаткування, сніг, вітер (при пожежі не враховується), маса матеріалів,

використаних під час монтажних, ремонтних і реконструктивних робіт тощо.

Особливі навантаження – це навантаження, які можуть з'явитися у виняткових випадках, а саме:

- при сейсмічній і вибуховій дії;
- при аварійних порушеннях технологічного процесу;
- при різких просіданнях ґрунтів.

Класифікація цих навантажень, що використовується в [7], дозволяє віднести випадок пожежі до особливих впливів. У відповідності з цим для оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій використовуються постійні та тривалі навантаження.

Межею вогнестійкості будівельних конструкцій називають показник вогнестійкості конструкцій, який визначається часом від початку вогневого випробування за стандартним температурним режимом до настання одного з нормованих для даної конструкції граничних станів із вогнестійкості [6]. Межа вогнестійкості знижується зі збільшенням навантажень, що діють на конструкції.

Залежно від виду та умов з'єднання конструкцій, схеми завантаження та невідповідного поєднання діючих зусиль в перерізах елементів та вузлах визначають максимальні значення згинальних моментів M і стискальних зусиль N . Розрахунок внутрішніх силових чинників, що виконується за правилами опору матеріалів і будівельної механіки, називається статичним розрахунком конструкції.

Пожежне навантаження – це кількість теплоти (МДж), яка виділяється при повному згорянні всіх горючих і важкоспалимих матеріалів (зокрема, що входять до складу будівельних конструкцій), що знаходяться в приміщенні або які можуть надходити до нього [2].

Пожежне навантаження визначається на основі [2]:

- проектно-конструкторської документації;
- технологічних карт;
- натурального обстеження приміщень експлуатованих будівель;
- даних щодо пожежонебезпечних властивостей речовин і матеріалів, наведених у довідковій літературі, спеціалізованих банках даних, а також отриманих у результаті лабораторних і натурних випробувань.

Для оцінки пожежного навантаження, за наслідками якого складається карта пожежного навантаження, необхідно скласти перелік усіх приміщень, розташованих у будівлі, і виконати опис пожежного навантаження в кожному з приміщень.

Для визначення розрахункового пожежного навантаження розробляється сценарій розвитку можливої пожежі. При цьому необхідно врахувати розвиток площі горіння залежно від місця виникнення загоряння, а також виду та місця розташування горючих і важкоспалимих речовин і матеріалів, їхню швидкість і повноту згоряння залежно від умов природної або вимушеної вентиляції, дію на динаміку пожежі систем пожежогасіння. Розрахункове пожежне навантаження визначається на основі критеріїв пожежної безпеки, встановлених [5], для найбільш несприятливого з погляду цих критеріїв сценарію розвитку пожежі.

Поведінка будівельних конструкцій при пожежі визначається також температурним режимом пожежі та його тривалістю.

Кількісні значення температури в об'ємі приміщення, а також тривалість пожежі, залежать від таких чинників, як вид і кількість речовин, що згоряють (тобто пожежного навантаження в приміщенні), розмірів і конфігурації приміщення, розмірів отворів у захисних конструкціях тощо. Це означає, що при одному і тому ж пожежному навантаженні можливі різні варіанти розвитку пожежі.

На несучу здатність і деформативність будівельних конструкцій, що знаходяться в умовах пожежі, впливають фізико-механічні властивості матеріалу конструкції, що змінюються залежно від температури нагріву. Зокрема, такі властивості визначаються межею міцності (R) і модулем пружності (E) матеріалу, з якого виготовлені конструкції.

При зміні температури від 20 °С до 200...300 °С межа міцності деяких марок сталей і бетону збільшується: в першому випадку за рахунок зниження технологічних напружень, а в другому – за рахунок зменшення вільної вологи в порах бетону.

Збільшення температури матеріалу сприяє зниженню його модуля пружності, тобто деформативність конструкції при цьому збільшується. Модуль пружності конструкційних матеріалів при збільшенні температури знижується.

Важливе значення для аналізу поведінки конструкцій в умовах пожежі має характер їх деформації. Температурне розширення бетону в основному залежить від температурних деформацій його заповнювачів. Величина температурних деформацій у важких бетонах на гранітному щебені в два рази більше температурних деформацій легких бетонів на заповнювачі у вигляді керамзиту.

Деформації температурного розширення арматурних сталей зростають із зростанням температури до 700 °С.

Стосовно сталевих конструкцій, а також сталеві арматури в залізо-бетонних конструкціях, значення загальної деформації при пожежі залежить від деформації температурного розширення, зміни модуля пружності, а також деформації повзучості. Під поняттям «температурна повзучість» мається на увазі зміна деформацій в часі постійних значень температури та прикладеного навантаження. Основними чинниками, які впливають на величину та швидкість повзучості, вважаються величини напружень, температура, а також тривалість їхніх дій. Основним чинником залишається рівень напружень, що впливає на швидкість повзучості при певній температурі. Із збільшенням величини напружень швидкість температурної повзучості зростає.

На вогнестійкість будівельних конструкцій впливає умова їхнього нагріву і способи з'єднання конструкцій між собою.

Залежно від умов нагріву розрізняють одностороннє, тристороннє та чотиристороннє нагрівання конструкції [2].

Односторонньому нагріву в умовах пожежі піддаються стіни, перегородки, а також плоскі конструкції перекриття і покриття.

Тристоронньому нагріву можуть піддаватися стрижньові несучі конструкції, до яких відносяться балки перекриттів і покриттів, арки, рами, верхні пояси ферм, колони крайнього ряду, а також ребра ребристих панелей.

Колони середніх рядів в умовах пожежі піддаються обігріву з чотирьох сторін.

Умови нагріву при пожежі мають істотний вплив на несучу здатність будівельних конструкцій. Наприклад, несуча здатність металевої балки при односторонньому нагріванні знижується з меншою швидкістю, ніж при тристоронньому. При однакових зовнішніх геометричних розмірах перерізу і умовах нагріву на несучу здатність конструкції в умовах пожежі впливає масивність конструкції. Із збільшенням маси конструкції збільшується її теплоємність, а, значить і час прогрівання конструкції до температури, при якій спостерігається вичерпання її несучої здатності.

Несуча здатність конструкції в умовах пожежі залежить від способу її з'єднання з іншими конструкціями та способу обпирання (умов на контурі). У будівництві використовуються статично визначені і статично невизначені конструкції. При нагріванні статично невизначених конструкцій в них з'являються додаткові температурні напруження.

Так, при жорсткому заземленні на опорах конструкція позбавлена можливості вільно деформуватися, внаслідок чого в ній з'являються додаткові зусилля і згинальні моменти.

Вплив цього чинника на поведінку будівельних конструкцій в умовах пожежі залежить від матеріалу, з якого виконана конструкція. Наприклад, в статично невизначених металевих конструкціях ці напруження можуть привести до втрати несучої здатності при температурі приблизно 100 °С.

Нагрівання статично невизначених залізобетонних конструкцій призводить до перерозподілу зусиль в них і позитивно впливає на їхню несучу здатність при пожежі. Збільшення кількості сторін опирання плоских будівельних конструкцій також сприяє збільшенню межі вогнестійкості таких конструкцій.

Серед багатьох вимог, що пред'являються до будівельних конструкцій, є вимога відповідності конструкцій своєму призначенню і заданим умовам експлуатації в певний проміжок часу. Ця відповідність будівельних конструкцій необхідним вимогам обумовлюється розрахунком.

У даний час основним методом розрахунку будівельних конструкцій для умов експлуатації і монтажу є метод граничних станів. Суть методу полягає у встановленні для конструкцій так званих граничних станів і захист конструкцій розрахунковим шляхом від настання цих станів.

Граничним називається такий стан конструкції, при досяганні якого вона перестає задовольняти вимоги, що пред'являються до неї в процесі експлуатації або монтажу, тобто конструкція втрачає здатність чинити опір зовнішнім діям або отримує неприпустимі деформації.

Розрізняють граничні стани першої і другої груп.

Граничні стани першої групи включають стани, які ведуть до втрати несучої здатності або до повної непридатності конструкції до умов її експлуатації.

До граничних станів цієї групи відносяться загальна втрата стійкості форми, втрата стійкості положення, руйнування будь-якого характеру, перехід у змінну систему, якісна зміна конфігурації, стани, при яких виникає необхідність припинення експлуатації в результаті плинності матеріалу, а також надмірних зрушень у з'єднаннях.

Граничні стани другої групи включають стани, настання яких ускладнює нормальну експлуатацію конструкції або веде до її недовговічності.

До таких станів відносяться неприпустимі переміщення, а також поява або розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях.

Вимоги норм полягають у тому, щоб розрахункові величини зусиль, напружень, деформацій, переміщень, розкриття тріщин тощо не перевищували граничних значень, встановлених нормами проектування будівельних конструкцій для будівель і споруд різного призначення.

Основними нормованими характеристиками міцності конструкційних будівельних матеріалів залишаються нормативні та розрахункові опори, значення яких визначаються на підставі даних стандартних випробувань з урахуванням статистичної змінності показників міцності та різного ступеня забезпеченості (довірчої вірогідності) по мінімуму. Для нормативного опору R_n забезпеченість становить не нижче 0,95.

Коефіцієнт надійності за матеріалом дозволяє врахувати вплив неоднорідності матеріалу на його міцність при переході від малих стандартних зразків до натурних розмірів. Таким чином, використання розрахункових опорів дозволяє створити забезпеченість у проміжку 0,99...0,999.

Несуча здатність в умовах пожежі – це властивість конструкції зберігати свої функції, сприймаючи власну вагу, прикладені нормативні навантаження, а також температурні зусилля, що виникають в умовах вогняного впливу. Для несучих конструкцій (колони, балки, ферми, арки, рами) як граничний стан щодо вогнестійкості розглядається втрата несучої здатності. Залежно від виду матеріалу і характеру роботи конструкції граничний стан за вогнестійкістю може наступити в результаті крихкого руйнування матеріалу або за рахунок розвитку великих необоротних деформацій (рис. 1, 2).



Рис. 1. Руйнування поверхневих прошарків цегляної кладки після пожежі в квартирі житлового будинку



Рис. 2. Руйнування поверхневих прошарків цегляної кладки і бетону монолітних конструкцій перекриття після пожежі

Для конструкцій, що одночасно виконують несучі та огорожувальні функції, необхідно визначити час від початку пожежі до настання граничного стану щодо несучої і теплоізолюючої здатності, а за межу вогнестійкості прийняти мінімальне з набутих значень.

Для визначення межі вогнестійкості з умови настання граничного стану щодо несучої здатності необхідно виконати статичну (міцнісну) частину розрахунку. У статичній частині обчислюють несучу здатність конструкцій, що нагріваються при пожежі, з урахуванням зміни характеристик міцності матеріалів при високих температурах.

Виконується наступна послідовність розрахунку:

- задаються окремими періодами часу нагрівання конструкції;
- для заданих періодів часу теплотехнічним розрахунком визначають температуру в перерізі конструкції;
- статичним розрахунком для цих же проміжків часу визначають несучу здатність конструкції з урахуванням зміни механічних характеристик матеріалу;
- будують графік зниження несучої здатності конструкції в часі;
- за графіком визначають значення межі вогнестійкості t_{fr} , тобто часу, після досягнення якого несуча здатність конструкції знизиться до величини внутрішніх силових чинників від нормативного навантаження.

Розрахунок межі вогнестійкості будівельних конструкцій виконується з урахуванням наступних припущень:

- розрахунку піддається окрема конструкція або конструктивний елемент без урахування зв'язку з іншими конструкціями, тобто не враховується спільна робота конструкцій будівлі або споруди;
- конструктивні елементи в умовах дії температурного режиму, представленого у вигляді залежності середньоб'ємної температури від часу, нагріваються однаково по всій довжині або висоті;
- витоками тепла по торцях конструкції нехтують, температурні напруження в конструкції, що з'являються в результаті її нерівномірного прогрівання і через зміну пружнопластичних властивостей матеріалу, не враховуються.

Висновки

1. Проведений аналіз сучасного стану питання щодо визначення характеристик міцності бетону та арматури під час та після високотемпературного впливу від пожежі. Визначені напрями та завдання досліджень.
2. За результатами виконаного аналізу визначені такі завдання роботи:
 - узагальнення результатів досліджень в області визначення НДС і несучої здатності стиснених конструкцій, обґрунтування необхідності проведення досліджень у цій області, формулювання передумов і припущень;

- розроблення методики проведення експериментальних досліджень фрагментів стиснених залізобетонних елементів під час та після високотемпературних впливів із визначенням характеристик міцності бетону та арматури;
- проведення експериментальних досліджень залізобетонних елементів при високотемпературних впливах із визначенням характеристик міцності бетону та арматури;
- на основі аналізу відомих і отриманих експериментально результатів розроблення методу розрахунку залізобетонних елементів із урахуванням встановлених у процесі впливового навантаження характеристик матеріалів для обґрунтування можливості подальшої експлуатації після пожежі;
- розроблення інженерного методу визначення параметрів НДС і жорсткості стиснених елементів;
- впровадження отриманих результатів при вирішенні практичних задач.

Література

- [1] Монолитные перекрытия зданий и сооружений / И.В. Санников, В.А. Величко, С.В. Сломонов, Г.Б. Бимбад, М.Г. Томильцев. – К.: Будівельник, 1991. – 154 с.
- [2] Мосалков И.Л., Плюснина Г.Ф., Фролов А.Ю. Огнестойкость строительных конструкций. – М.: Спецтехника, 2001. – 484 с.
- [3] Фомин С.Л. Огнестойкость железобетонных плит, работающих в двух направлениях // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник / НДІБК. – Київ: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 361 – 372.
- [4] СНиП 2.03.04–84. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстрой СССР. 1988. – 54 с.
- [5] ДБН В.1.1–7–2002. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва / Держбуд України. – К.: Держбуд України, 2003. – 41 с.
- [6] ДСТУ Б В.1.1–4–98*. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги / Держбуд України. – К.: Держбуд України, 2005. – 18 с.
- [7] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 60 с.

Надійшла до редколегії 24.06.2009 р.

УДК 539.3: 622.24

Компьютерное моделирование динамики конструкций установок глубокого бурения

¹Гуляев В.И., д.т.н., ²Гайдайчук В.В., д.т.н., ¹Худолий С.Н., к.т.н.

Национальный транспортный университет, Украина
Киевский национальный университет строительства и архитектуры,
Украина

Анотація. Розглянуто задачу динамічної поведінки бурильних установок та взаємодію коливань башти, приводної системи та бурильної колони. Виконано аналіз механізму самозбудження коливань. Побудовано форми згинних рухів конструкції бурильної колони при різних значеннях характерних параметрів.

Аннотация. Рассмотрена задача о динамическом поведении бурильных установок и взаимодействии колебаний башни, приводной системы и бурильной колонны. Выполнен анализ механизма самовозбуждения колебаний. Построены формы изгибных движений конструкции бурильной колонны при различных значениях характерных параметров.

Abstract. The problem about dynamic behaviour of drill rigs and vibrational interaction of drill tower, drive system and drill string is considered. The analysis of vibration self-excitation mechanism is performed. The modes of the drill string bending vibrations are constructed for different values of characteristic parameters.

Ключевые слова: бурение, бурильная колонна, свободные изгибные колебания, частоты и формы свободных колебаний.

Введение. Освоение техники и технологии бурения глубоких нефтяных и газовых скважин является одной из наиболее важных задач современного горного производства. Доминирующее положение в этой технологии занимает роторный способ. С его помощью освоена технология промышленного бурения скважин глубиной до 6 км и ставится задача проходки скважин до 7 км и более [13].

По данным геологоразведки ресурсы газа в украинском секторе акватории Черного и Азовского морей оцениваются в 1 228 млрд.куб.м [1]. Однако поскольку глубина этих залежей составляет около 7 000 м, а рекордная глубина бурения в Украине пока что равна 6 200 м, проблема извлечения разведанных ресурсов сопряжена со значительными технологическими трудностями проходки глубоких скважин. Одной из основных является возможность появления нештатных ситуаций, вызванных критическими состояниями квазистатического равновесия [7] и колебаний конструкции низа бурильной колонны (КНБК). К ним относятся критические изгибные выпучивания бурильной колонны (БК) [4 – 7] и ее вибрации, включающие одновременно несколько разных колебательных явлений [10 – 12], что

затрудняет выделение каждого из них и не позволяет оценить и объяснить их механизмы.

Как показали эксперименты и натурные наблюдения, в некоторых случаях центр долота начинает двигаться по довольно сложным траекториям, напоминающим многолепестковый цветок, с образованием на поверхности стенки скважины системы желобов, недопустимых по техническим условиям бурения [10 – 12]. Данная работа посвящена проблеме компьютерного моделирования динамических эффектов в бурильной установке и теоретического предсказания возникающих нештатных ситуаций в процессе бурения.

Конструктивные особенности бурильных установок и обусловленные ими механические явления. Бурильная установка представляет собой сооружение, обладающее сложной конструктивной структурой и включающее бурильную вышку, приводной механизм вместе со столом и бурильную колонну. Она служит для выполнения процедуры бурения и спуско-подъемных операций. Эффективность функционирования бурильной установки зависит от ее геометрической и кинематической схем; наличия фундамента и его жесткости; схемы приводного механизма и обусловленных ею статических и динамических сил и моментов, передающихся на бурильную установку; наличия дисбалансов масс во вращающихся элементах и соотношения между частотами собственных продольных, крутильных и изгибных колебаний БК, колебаний самой вышки и рабочей частоты дизеля приводной системы. Необходимо учитывать, что по мере увеличения глубины скважины и длины БК частоты ее свободных колебаний меняются и система может самонастраиваться на резонансные взаимодействия между различными видами движений. Для анализа возможности такого взаимодействия необходимо определить парциальные части каждой из подсистем. Для бурильной вышки они находятся сравнительно просто с помощью конечноэлементного метода, в то время как динамический анализ БК сопряжен с дополнительными трудностями, вызванными ее большой длиной и сложной комбинацией сил преднапряжения. Поэтому динамика БК должна быть изучена отдельно [3].

Исходя из направления вибрационного движения, в колебаниях БК можно выделить их три основных типа – это осевые, крутильные и изгибные. Осевые (продольные) колебания БК приводят к многократным выходам ее долота из контакта с дном скважины (отскокам), чередующимся с их ударными контактными взаимодействиями. Крутильные колебания возникают в результате их самовозбуждения при срывном фрикционном взаимодействии долота со стенкой скважины [5]. Как это обычно бывает в автоколебательных системах с сухим трением [2], в них можно выделить две фазы. В одной из них долото прихватывается стенкой скважины и

находится в неподвижном состоянии (в теории автоколебаний – в состоянии "залипания"). Во второй фазе долото отрывается от стенки скважины и с увеличенной угловой скоростью скользит вдоль нее.

Однако наиболее сложным механизмом обладают изгибные колебания низа БК, вызванные действием на долото изменяющихся во времени нормальных и касательных сил контактного и фрикционного взаимодействия долота со стенкой скважины. В этом случае геометрический центр долота начинает двигаться вокруг осевой линии скважины, обгоняя или отставая от вращательного движения самой колонны. Похожие движения совершают под действием гироскопических сил инерции гироскоп или ротор центрифуги стиральной машины старой конструкции [2]. В механике они получили название прецессионных колебаний. Как указано в англоязычной научной литературе [10 – 12], описанное выше движение центра долота имеет другую природу. Оно изучалось на весьма упрощенных физических и математических моделях и получило название "whirling" – кружение.

Отметим, что в теории вращающихся валов [2, 9] для предотвращения прецессионных колебаний много внимания уделено вопросам их балансировки и самоцентрирования. Однако в теории бурения задачам исключения колебаний кружения отводится меньше внимания. Основная причина этого заключается в том, что изгибные перемещения долота и нижней части БК ограничены поверхностью стенки скважины. С одной стороны это стабилизирует движение системы, а с другой – усложняет характер колебаний и постановку задачи. Отмеченные факторы приводят к необходимости выделения и специального изучения изгибных колебаний конструкций бурильных колонн.

Вывод разрешающих соотношений свободных колебаний бурильной колонны. Рассматриваются свободные колебания вращающейся БК с внутренним потоком промывочной жидкости, напряженной продольной силой T и крутящим моментом M_z . Колебания БК исследуются во вращающейся системе координат $Oxyz$. Если упругие перемещения u , v ее элементов вдоль осей Ox и Oy малы, то можно применять линейную теорию изгиба балок. Контактное виброударное взаимодействие трубы БК со стенкой скважины не учитывается.

Для вывода уравнений колебаний БК используем известные уравнения изгиба балки [7 – 9]

$$\frac{d^2 M_y}{dz^2} = q_x, \quad \frac{d^2 M_x}{dz^2} = q_y. \quad (1)$$

Учитывая, что на БК в пределах $0 < z < L$ не действуют активные силы, в качестве поперечной нагрузки \bar{q} согласно принципу д'Аламбера следует выбрать силу инерции

$$\bar{q} = -\rho F \bar{a}. \quad (2)$$

Во вращающейся системе координат $Oxyz$ абсолютное ускорение \bar{a} подсчитывается по формуле Кориолиса [4 – 6]

$$\bar{a} = \bar{a}^e + \bar{a}^r + \bar{a}^c, \quad (3)$$

где \bar{a}^e , \bar{a}^r , \bar{a}^c – векторы переносного, относительного и кориолисова ускорений соответственно.

После перехода от обыкновенных производных к частным на основе соотношений (1) – (3) строятся уравнения колебаний вращающейся балки с внутренним потоком жидкости, напряженной продольной силой T и крутящим моментом M_z

$$EI \frac{\partial^4 u}{\partial z^4} - \frac{\partial}{\partial z} \left(T \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{\partial^2}{\partial z^2} \left(M_z \frac{\partial v}{\partial z} \right) - (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega^2 u - 2(\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega \frac{\partial v}{\partial t} +$$

$$+ V^2 \rho_{жс} F_{жс} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + 2V \rho_{жс} F_{жс} \frac{\partial^2 u}{\partial z \partial t} + (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0; \quad (4)$$

$$EI \frac{\partial^4 v}{\partial z^4} - \frac{\partial}{\partial z} \left(T \frac{\partial v}{\partial z} \right) + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \left(M_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) - (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega^2 v + 2(\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega \frac{\partial u}{\partial t} +$$

$$+ V^2 \rho_{жс} F_{жс} \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + 2V \rho_{жс} F_{жс} \frac{\partial^2 v}{\partial z \partial t} + (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0.$$

Наличие в них слагаемых с коэффициентами M_z и $(\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega$ делает эту систему связанной, что исключает возможность колебаний БК по плоским формам с одной общей фазой.

Пусть бурильная колонна совершает свободные колебания по форме

$$u(z, t) = U_s(z) \sin ct + U_c(z) \cos ct;$$

$$v(z, t) = V_s(z) \sin ct + V_c(z) \cos ct, \quad (5)$$

где c – частота свободных колебаний; $U_s(z)$, $U_c(z)$, $V_s(z)$, $V_c(z)$ – подлежащие определению функции формы свободных колебаний.

Подставляя (5) в (4) и приравнявая нулю в отдельности выражения суммы слагаемых с множителями $\sin ct$ и $\cos ct$, получим систему четырех

обыкновенных дифференциальных уравнений

$$\begin{aligned}
 & EI \frac{d^4 U_s}{dz^4} - T \frac{d^2 U_s}{dz^2} - M_z \frac{d^3 V_s}{dz^3} - (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega^2 U_s + 2(\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega c V_c + \\
 & + V^2 \rho_{жс} F_{жс} \frac{d^2 U_s}{dz^2} - 2V \rho_{жс} F_{жс} c \frac{dU_c}{dz} - (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) c^2 U_s = 0; \\
 & EI \frac{d^4 U_c}{dz^4} - T \frac{d^2 U_c}{dz^2} - M_z \frac{d^3 V_c}{dz^3} - (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega^2 U_c - 2(\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega c V_s + \\
 & + V^2 \rho_{жс} F_{жс} \frac{d^2 U_c}{dz^2} + 2V \rho_{жс} F_{жс} c \frac{dU_s}{dz} - (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) c^2 U_c = 0; \\
 & EI \frac{d^4 V_s}{dz^4} - T \frac{d^2 V_s}{dz^2} + M_z \frac{d^3 U_s}{dz^3} - (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega^2 V_s - 2(\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega c U_c + \\
 & + V^2 \rho_{жс} F_{жс} \frac{d^2 V_s}{dz^2} - 2V \rho_{жс} F_{жс} c \frac{dV_c}{dz} - (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) c^2 V_s = 0; \\
 & EI \frac{d^4 V_c}{dz^4} - T \frac{d^2 V_c}{dz^2} + M_z \frac{d^3 U_c}{dz^3} - (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega^2 V_c + 2(\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) \omega c U_s + \\
 & + V^2 \rho_{жс} F_{жс} \frac{d^2 V_c}{dz^2} + 2V \rho_{жс} F_{жс} c \frac{dV_s}{dz} - (\rho F + \rho_{жс} F_{жс}) c^2 V_c = 0.
 \end{aligned} \tag{6}$$

Ей соответствует система граничных условий

$$\begin{aligned}
 & U_s(0) = U_c(0) = V_s(0) = V_c(0) = 0; \\
 & U_s(L) = U_c(L) = V_s(L) = V_c(L) = 0; \\
 & U''_{s,zz}(0) = U''_{c,zz}(0) = V''_{s,zz}(0) = V''_{c,zz}(0) = 0; \\
 & U''_{s,zz}(L) = U''_{c,zz}(L) = V''_{s,zz}(L) = V''_{c,zz}(L) = 0.
 \end{aligned} \tag{7}$$

Значения c_i , при которых система (6), (7) наряду с тривиальным имеет также нетривиальные решения, являются собственными. Они соответствуют частотам собственных колебаний БК.

Для вычисления частот c_i при фиксированных значениях T, M_z, ω, V применяем метод перебора. При его использовании систему (6), (7) записываем в векторной форме

$$\frac{d\bar{y}}{dz} = F(z)\bar{y} + c^2 G\bar{y} + cH\bar{y}; \tag{8}$$

$$A\bar{y}(0) = 0, \quad B\bar{y}(L) = 0. \tag{9}$$

Решение задачи Штурма-Лиувилля для линейной системы (8), (9) производится с помощью метода начальных параметров и ортогонализации по Годунову.

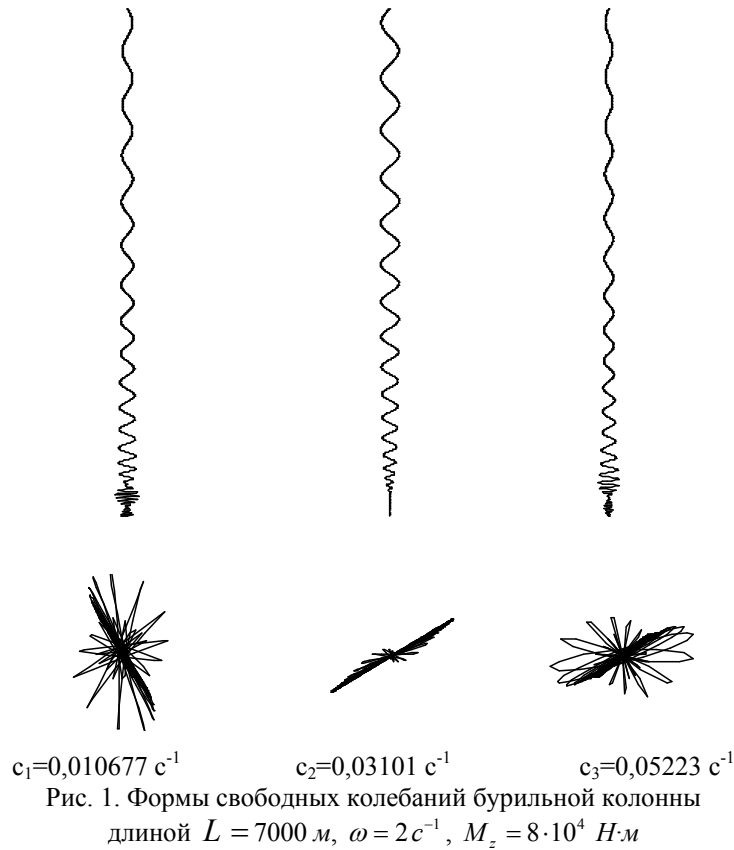
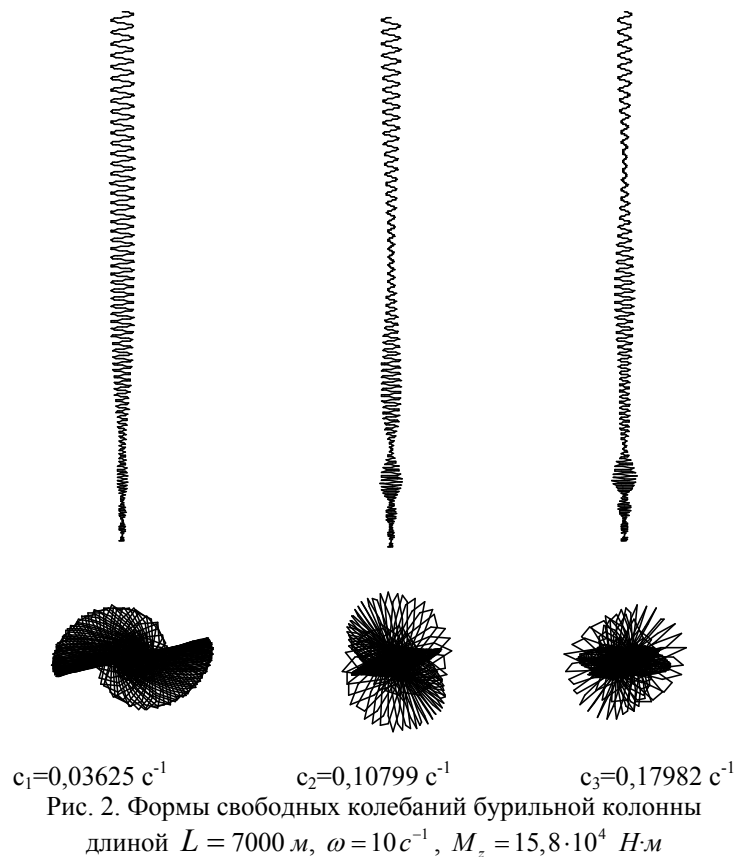


Рис. 1. Формы свободных колебаний буровой колонны
длиной $L = 7000 \text{ м}$, $\omega = 2 \text{ c}^{-1}$, $M_z = 8 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{м}$

Результаты расчетов. С помощью предложенной методики, базирующейся на соотношениях (6) – (7), решены задачи по определению частот свободных колебаний БК, преднапряженных крутящим моментом M_z и продольной, линейно изменяющейся вдоль оси OZ , силой $T(z)$. Своим нижним концом БК упирается в дно буровой скважины, поэтому на него действует сжимающая сила реакции $T(L) = R = -1,6 \cdot 10^5 \text{ Н}$; на верхний конец БК действует продольная сила растяжения $T(0) = G + R$, где G – сила тяжести всей БК, подсчитанная с учетом действия гидростатической сжимающей силы от промывочной жидкости. Влияние потока жидкости на свободные колебания не учитывалось.



Исследовано влияние угловой скорости ω на частоты свободных колебаний для колонн длиной $L = 7000 \text{ м}$. Определено, как изменяются частоты свободных колебаний, когда угловая скорость колонны возрастает, принимая значения $\omega = 2 \text{ c}^{-1}$ и $\omega = 10 \text{ c}^{-1}$. В каждом из этих случаев расчеты выполнены для значений крутящего момента $M_z = 8 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{м}$ и $M_z = 15,8 \cdot 10^4 \text{ Н}\cdot\text{м}$.

Анализируя рис. 1 и 2, можно получить представление о влиянии угловой скорости вращения БК длиной $L = 7000 \text{ м}$ на формы ее свободных колебаний. На этих рисунках изображены формы свободных колебаний бурильной колонны длиной $L = 7000 \text{ м}$, соответствующие трем первым частотам колебаний, при $\omega = 2 \text{ c}^{-1}$ (рис. 1) и $\omega = 10 \text{ c}^{-1}$ (рис. 2). Все эти формы имеют вид спиральных кривых. При малых угловых скоростях

($\omega = 2\text{ с}^{-1}$) в верхній частині БК (рис. 1) шаги спіралей більше, ніж в її нижній частині; на спіралях з'являються вузлові точки. При збільшенні кулової швидкості ω до 10 с^{-1} форми вільних коливань БК ускладнюються (рис. 2). Спіральні криві мають змінну амплітуду, кількість вузлових точок збільшується.

Висновки

1. В даній роботі розглянута задача про динамічне поведіння конструкції бурової установки.
2. Дана постановка задачі про вільні вигнуті коливання бурової колонни в вертикальній скважині, виведені розв'язуючі диференціальні співвідношення, відзначено їх належність до сингулярно збудженого типу, розроблено методику їх розв'язання, виконано її тестування на спрощених задачах, допускаючих аналітичне рішення.
3. Виконано комп'ютерне моделювання явищ вільних вигнутих коливань бурових колонн великої довжини. Знайдені частоти коливань, побудовані в нерухомій і обертаючійся разом з колонною системі координат відповідні їм форми при різних характеристиках геометричних і фізичних параметрів колонни. Показано, що форми коливань можуть бути представлені в вигляді закручених відносно продольної осі лент, що містять викривлені за гармонічному закону осеві лінії колонн. В верхній частині колонни шаги гармонічних кривих відносно великі, при наближенні до нижніх кінців вони помітно зменшуються.
4. Результати досліджень можуть бути використані при моделюванні змушених резонансних коливань БК, викликаних дисбалансом мас і геометричними недосконалостями системи.

Робота виконана в межах проекту №0109U002146.

Література

- [1] Бакулін Є.М., Шелудченко В.І., Єгер Д.О., Зарубін Ю.О., Горбунов В.І. Основні напрями розвитку нафтової і газової промисловості України // Міжнародна науково-технічна конференція "Ресурсозберігаючі технології у нафтогазовій енергетиці", 16-20 квітня 2007, Івано-Франківськ. – С. 11 – 19.
- [2] Болотин В.В. Неконсервативні задачі теорії еластичної стійкості. – М.: Фізматгиз, 1961. – 399 с.
- [3] Борщ Є.І., Ващилина Є.В., Гуляев В.І. Спіральні бегущі хвилі в еластичних стержнях // Изв. РАН. Механіка твердого тіла. – 2009. – № 2. – С. 143 – 149.

- [4] Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Соловьев И.Л., Горбунович И.В. Квазистатические критические состояния колонн глубокого бурения // Проблемы прочности. – 2006. – № 5. – С. 109 – 119.
- [5] Гуляев В.И., Горбунович И.В. Устойчивость бурильных колонн в наклонно направленных скважинах // Проблемы прочности. – 2008. – № 6. – С. 71 – 81.
- [6] Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Горбунович И.В. Сучасні методи теоретичного моделювання механічних станів бурильних колон у вертикальних свердловинах. // Нафтова і газова промисловість. – 2008. – № 4. – С. 22 – 25.
- [7] Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Устойчивость равновесия конструкций и родственные проблемы. Т.1. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2007. – 653 с.
- [8] Писаренко Г.С., Квітка О.Л., Уманський Е.Г. Опір матеріалів. – К.: Вища школа, 2004. – 655 с.
- [9] Феодосьев В.И. Избранные задачи и вопросы по сопротивлению материалов. – М.: Наука, 1967. – 375 с.
- [10] Christoforou A.P., Yigit A.S. Dynamic modelling of rotating drillstrings with borehole interactions // Journal of Sound and Vibration. – 1997. – 206(2). – P. 243 – 260.
- [11] Jansen J.D. Wirl and chaotic motion of stabilized drill collars // SPE Drilling Engineering. – 1992. – 7(2). – P. 107 – 114.
- [12] Leine R.I., Van Campen D.H., Keultjes W.J.G. Stick-slip whirl interaction in drillstring dynamics // Journal of Vibration and Acoustics. – 2002. – V. 124, April. – P. 209 – 220.
- [13] Michael J. Jellison, R. Brett Chandler, Mike L. Payne, Jeff S. Shepard. Ultradeep drilling pushes drillingstring technology innovations // SPE Middle East Oil and Gas Show and Conference, 11-14 March 2007, Kingdom of Bahrain. – P. 38 – 46.

Надійшла до редколегії 21.07.2009 р.

УДК 539.3

Возбуждение колебаний ветроэнергетических установок гироскопическими силами инерции

¹Гуляев В.И., д.т.н., ²Гайдайчук В.В., д.т.н., ³Носенко В.П.

¹Национальный транспортный университет, Украина

²Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина

³ООО «Строительное предприятие № 7», Украина

Анотація. Проведений аналіз силових чинників, що визначають міцність і працездатність вітроенергетичних установок. Показано, що разом з аеродинамічними силами на динамічну поведінку ВЕУ суттєво впливають гіроскопічні сили інерції, викликані складним обертанням ротора.

Аннотация. Проведенный анализ силовых факторов, которые определяют прочность и работоспособность ветроэнергетических установок. Показано, что вместе с аэродинамическими силами на динамическое поведение ВЭУ существенно влияют гироскопические силы инерции, вызванные сложным вращением ротора.

Abstract. The analysis of force factors influencing on the strength and efficiency of wind power stations is performed. It is shown that besides the aerodynamic forces the essential effect on the dynamic behavior of wind power stations is provided by gyroscopic inertia forces generated by compound rotation of their rotors.

Ключевые слова: ветроэнергетические установки, гироскопические силы инерции, колебания

Введение. На сегодняшний день доля ветроэнергетики в мировом энергопроизводстве составляет 1 %, причем в некоторых странах на долю энергии, выработанной за счет ветра, приходится 20 % и более от общего объема энергопоставок. Финансовые ресурсы, ранее затрачиваемые на импорт ископаемых энергоносителей, сегодня "инвестируются" в новые рабочие места.

Азиатские страны, демонстрирующие темпы роста новых ветромощностей на уровне 48 %, стали новым мировым "локомотивом" этой отрасли, стремительно развивающейся. Однако европейские страны, хотя теряющие свою долю в мировой ветроэнергетике, все еще продолжают удерживать лидерство.

Учитывая дальнейшее развитие ветроэнергетических технологий, их разнообразие, а также дополнительный импульс, полученный отраслью в 2005 году, можно с уверенностью утверждать, что рост и распространение ветроэнергетики в мире будет наблюдаться и в ближайшие годы. Основываясь на данных Всемирной Ветроэнергетической Ассоциации, можно

предположить, что установленная мощность отрасли к 2010 году достигнет 120 000 МВт.

Украина характеризуется достаточно высокими энергетическими потенциалами ветрового потока в Карпатах, Крыму, Причерноморье и Приазовье, где среднегодовые скорости ветра на высоте 10 м составляют 5 и более метров в секунду, что ставит ветровую энергию на первое место среди возобновляемых источников для производства электрической энергии. В то же время, Украина принадлежит к энергодефицитным странам, так как покрывает нужды в энергопотреблении за счет собственных энергоресурсов приблизительно на 40 %, импортируя 75 % необходимого объема природного газа и 85 % сырой нефти и нефтепродуктов. Такая структура энергопотребления порождает монопольную зависимость экономики Украины от стран-экспортеров нефти и газа и является неблагоприятной для ее энергетической и национальной безопасности.

Энергетическое машиностроение в Украине имеет достаточный опыт производства, проектирования, строительства, эксплуатации и обслуживания, как ветроэнергетических установок, так и ветроэнергетических станций; в стране имеется достаточно высокий научно-технический потенциал и развитая производственная база. В последнее время развитию ветроэнергетического сектора способствует государственная поддержка, которая обеспечивает реализацию инициатив по усовершенствованию законодательства, структуры управления, созданию удобных условий для внутренних и внешних инвесторов.

Реализация государственных национальных программ в области ветроэнергетики на 2010 год предусматривает общее годовое производство электроэнергии на ветроэлектростанциях и автономных ветроустановках около 5,71 млн. Мвт/ч, что позволит обеспечить около 2,5 процентов от общего годового электропотребления в Украине. Поэтому проблема создания эффективных и надежных ветроэнергетических установок (ВЭУ) является актуальной.

Одно из основных препятствий развития ВЭУ связано с трудностями моделирования их динамического поведения. В процессе эксплуатации конструкции ВЭУ поддаются воздействию различного рода динамических нагрузок, основными из которых являются ветровые нагрузки и силы инерции вращательного движения лопастей. Их воздействия на колебания конструкции анализируются в работах авторов. В них показано, что особые динамические эффекты в лопастях (и башнях ВЭУ) возникают при сложном вращении ротора, когда его ось под действием ветрового потока разворачивается. Одним из опаснейших видов нагрузок, которая действует на лопасть, является гироскопическая сила инерции, вызванная ее слож-

ным вращением. Такой вид нагрузки реализуется, когда под действием ветрового потока, который меняет свое направление, ось ротора поворачивается, и лопасть начинает вращаться относительно двух осей одновременно. Тогда на элемент лопасти длиной dr действует периодическая гироскопическая сила. Поскольку эта сила действует с частотой ω , при ее приближении к частоте собственных колебаний лопасти возникают резонансные эффекты. Возбужденные ими колебания через втулку лопасти передаются и на башню, поэтому они могут привести к разрушению не только лопастей, но и всей конструкции. В работе проведенный анализ основных факторов, которые влияют на динамическое поведение и прочность ветроэнергетических установок. Сделаны выводы о необходимости комплексного подхода к расчету конструкций ВЭУ с учетом их предварительного напряжения силами инерции и гироскопического взаимодействия вращательных и линейных видов движения.

Динамические нагрузки на элементы конструкции ВЭУ. По теории крыла нагрузка dP на элементарную площадку лопасти шириною b и длиной dr , согласно [1 – 4] равна:

$$dP = C_y b dr \rho \frac{W^2}{2}, \quad (1)$$

где C_y – коэффициент подъемной силы крыла (лопасти); ρ – массовая плотность воздуха; W – относительная скорость воздушного потока, набегающего на элемент лопасти; r – расстояние элемента лопасти от оси вращения ветроколеса.

Относительная скорость воздушного потока:

$$W = \sqrt{\omega^2 r^2 + V^2},$$

где ωr – окружная скорость элемента лопасти; V – скорость ветра.

Следовательно

$$dP = C_y b dr \frac{\rho}{2} (\omega^2 r^2 + V^2). \quad (2)$$

Принимая $C_y b$ постоянными по длине крыла и интегрируя, получим полную нагрузку на крыло

$$P = C_y b \frac{\rho}{2} \int_{r_0}^R (\omega^2 r^2 + V^2) dr = C_y b \frac{\rho}{2} \left[\frac{\omega^2}{3} (R^3 - r_0^3) + V^2 (R - r_0) \right]. \quad (3)$$

Внося за скобку $(R - r_0)$, получим:

$$P = C_y b \frac{\rho}{2} (R - r_0) \left[\omega^2 \frac{R^2 + Rr_0 + r_0^2}{3} + V^2 \right]. \quad (4)$$

Вводим обозначения:

$b(R - r_0) = S$ – площадь лопасти (крыла);

$\frac{R^2 + Rr_0 + r_0^2}{3} = r_m^2$ – условный радиус крыла.

Подставляя S и r_m в уравнение (4), получим полную нагрузку на крыло:

$$P = C_y S \frac{\rho}{2} (\omega^2 r_m^2 + V^2). \quad (5)$$

В моменты порывов ветра с большими скоростями, к которым ветроколесо не сразу может приспособиться, крылья могут быть перегружены. Отношение возможной максимальной нагрузки крыла P_{\max} , возникающей при порывах ветра, к рабочей нагрузке при расчетной скорости ветра P_p называется коэффициентом перегрузки.

$$n = P_{\max} / P_p. \quad (6)$$

Обозначим скорость ветра при порыве через V_n и напишем уравнения нагрузки на крыло при V и V_n

$$P = C_y S \frac{\rho}{2} (\omega^2 r_m^2 + V^2); \quad (7)$$

$$P = C_{yn} S \frac{\rho}{2} (\omega^2 r_m^2 + V_n^2), \quad (8)$$

где C_{yn} – коэффициент подъемной силы при порыве ветра.

Во время поворота головки около оси башни $z' - z'$ на крыльях вращающегося ветряного колеса возникают, помимо аэродинамических сил, центробежные силы и силы гироскопические. Взяв точку A с массой m на лопасти, обозначим выражения этих сил:

— $Q = m\omega^2 r$ – центробежная сила, возникающая вследствие вращения ветроколеса около своей оси;

— $Q_1 = m\omega_1^2 l$ – центробежная сила, возникающая при повороте головки около оси $z'-z'$. Сила от поворотного ускорения Кориолиса $P = 2m\omega_1 U \sin \beta_1$, где l – расстояние точки A от оси $z'-z'$. Сила Q_1 направлена от оси $z'-z'$ параллельно l ; $U = \omega r$ – относительная скорость, в данном случае равная окружной скорости вращения точки A вокруг оси $X-X$. Направление силы P перпендикулярно относительной скорости U и оси вращения всей системы $z'-z'$. Угол β_1 составлен скоростью U и осью $z'-z'$. Эти силы вызывают осей OX , OY , OZ моменты M_x , M_y , M_z .

Полный момент, ломающий мах у втулки, равен [2]

$$M_z = 2I\omega\omega_1 \sin \omega t, \quad (9)$$

где I – момент инерции крыла относительно оси OX .

Расчетный момент, изгибающий мах (максимальный), когда мах стоит вертикально:

$$M_z = 2I\omega\omega_1. \quad (10)$$

Вал изгибается гироскопическим моментом всего ветроколеса. Он получается суммированием моментов от всех махов (для лопастей трех и больше)

$$M_y = I_0\omega\omega_1, \quad (11)$$

где I_0 – момент инерции всего ветряного колеса относительно оси OX .

Для двухлопастного ветряка

$$M_y = 2I_0\omega\omega_1. \quad (12)$$

Угловую скорость ω находим с помощью равенства $\omega = \pi n/30$, где n – число оборотов ветряного колеса в минуту.

Отметим, что расчет динамического поведения ВЭУ под действием рассмотренных нагрузок должен проводиться с учетом предварительного напряжения их конструкций центробежными силами инерции, которые влияют на их жесткость. Как показано в [5 – 8], из опаснейших видов нагрузок, которые действуют на лопасть, является периодическая гироскопическая сила инерции $dF = 2r\omega\omega_0 \sin \omega t \gamma dr$.

Динамика конструкции опоры ВЭУ. С учетом статических и динамических нагрузок, действующих на ветроэнергетическую установку в процессе ее эксплуатации, спроектирована и рассчитана треножная опора (рис. 1). Она представляет собой двухуровневую конструкцию, набранную из конических труб кругового сечения с конусностью 0,014. В нижнем уровне опоры три конические трубы сходятся под углом 15° по отношению до осевой линии опоры. Наружные диаметры нижних концов труб составляют 693 мм, наружный диаметр верхнего конца трубы в сечении, в котором производится ее косой срез, составляет 357 мм. Толщина нижних труб может составлять 8 мм, 7 мм, 6 мм, 5 мм. Центры нижних сечений труб отстоят от осевой линии опоры на расстоянии 4057 мм. К верхним и нижним концам труб приварены кольцевые оребренные фланцы толщиной 30 мм. В каждом из них имеется по 8 круговых отверстий, через которые проходят болты, связывающие опору с фундаментом на нижнем конце и соединительным фланцем на верхнем конце. С помощью соединительного фланца три трубы нижнего уровня соединяются с одной трубой верхнего уровня. Фланец имеет треугольную форму со скругленными углами, его толщина также равна 30 мм. Высота нижнего уровня до верхней плоскости треугольного соединительного фланца составляет 11651 мм.

Второй уровень конструкции представляет собой одиночную коническую трубу длиной 12000 мм. Толщина этой трубы может составлять 8 мм, 7 мм, 6 мм, 5 мм. При толщине трубы 8 мм наружный диаметр ее нижнего конца равен 974 мм, наружный диаметр верхнего конца составляет 638 мм. При уменьшении толщины этой трубы на 1 мм значения этих диаметров уменьшается приблизительно на 2 мм.

Конструктивное достоинство опоры данного типа заключается в легкости ее сборки из унифицированных трубчатых элементов. Кроме того, благодаря разнесу трех опорных фундаментных точек конструкции, достигается существенное снижение расхода бетона в ее фундаменте. При этом повышается общая устойчивость системы, ее жесткость и прочность с уменьшением расхода металла. В связи с этим конструкции такого вида могут быть использованы в качестве опор ветроэнергетических установок и других опорных систем. Такие конструкции должны быть повышенной прочности и жесткости при меньшем расходе материала и большей высоте конструкции.

Расчеты производились методом конечных элементов при ограничениях по жесткости и прочности согласно нормативной документации. При компьютерном моделировании общее число конечных элементов составило 66759.



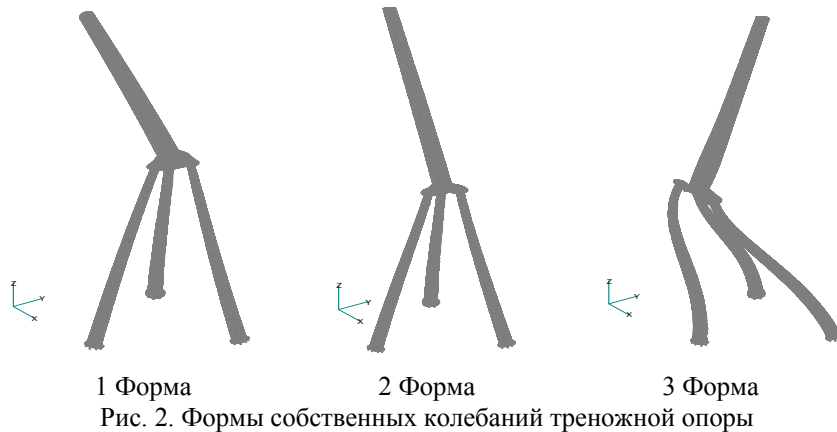
Рис. 1. Конструктивна схема складної треножної опори
(кінечно-елементна модель)

Считалось, що в верхній точці опори діють горизонтальна ($P_{гориз}$) і вертикальна ($P_{верт}$) сили, відношення між якими може складати $P_{гориз}/P_{верт} = 1/1; 2/1; 3/1$. С допомогою таких комбінацій можна моделювати відношення горизонтальної сили вітрового потоку до вертикальним силам тяжесті гондоли і ветроколеса в залежності від вітрових умов в даному регіоні. Крім того, що на кожен елемент конструкції діє вертикальна сила тяжесті власного ваги.

Було прийнято, що горизонтальне переміщення верхнього кінця опори u при самій небагаторіятній комбінації навантажень не повинно перевищувати $u \leq [u] = L/200$, а максимальне значення $\sigma_{Миз}$, підраховане за критерієм Мізеса, не повинно перевищувати допустиме для сталі Ст.3 напруження $[\sigma] = 1,4 \cdot 10^8 \text{ Н/м}^2$. Розрахунки свідчать, що другим критерієм виявився переважаючим і при виснаженні міцності конструкція зберігає свою достатньо високу жорсткість, що особливо важливо з точки зору надійного функціонування опори під динамічним впливом вітрових потоків і гіроскопічних сил інерції вращального руху ротора.

Для выбранных конструкций составных опор находились также три первые собственные частоты c_1, c_2, c_3 . Они могут быть использованы для проверки возможности возбуждения резонансных режимов вынужденных колебаний под действием периодических ветровых потоков и сил инерции вращательного движения ротора с неидеальной балансировкой (которая всегда присутствует в реальных системах). В связи с этим подчеркнем, что при проектировании систем ВЭУ следует избегать равенства или близости частот собственных колебаний c_1, c_2, c_3 и угловой скорости вращения ω ротора ветроустановки.

Формы свободных колебаний опоры, соответствующие трем найденным частотам, представлены на рис. 2. Можно видеть, что если двум первым частотам c_1 и c_2 соответствуют преобладающее колебание одной трубы верхнего уровня, то для частоты c_3 колебания опоры происходят с заметным преобладанием изгиба трех труб нижнего уровня.



Выводы

1. В данной работе поставлена и решена задача о динамическом поведении конструкции ВЭУ с учетом силового взаимодействия между его подконструкциями.
2. В связи с тем, что указанные тонкостенные конструкции являются сравнительно высокими и подвержены воздействию сжимающих нагрузок, выполнялась проверка их общей и локальной устойчивости. Расчеты засвидетельствовали, что опоры обладают более чем десятикратным запасом устойчивости, поэтому при их проектировании вопросы проверки устойчивости могут быть опущены.

Работа выполнена в рамках проекта 0109U002146.

Література

- [1] Андрианов В.Н., Быстрицкий Д.Н., Вашкевич К.П., Секторов В.Р. Ветроэнергетические станции – Москва, ГЭИ, 1960. – 323 с.
- [2] Фатеев Е.М. Ветродвигатели и ветроустановки. – Москва, ОГИЗ, 1948. – 542 с.
- [3] Шефтер Я.И., Рождественский И.В. Ветронасосные и ветроэлектрические агрегаты. – Москва, “КОЛОС”, 1967. – 376 с.
- [4] Харитонов В.П. Автономные ветроэлектрические установки. – Москва, ГНУ ВИЭСХ, 2006. – 273 с.
- [5] Гуляев В.И., Соловьев И.Л., Худолий С.Н. Прецессионные колебания двухлопастного ротора с упругим невесомым валом при сложном вращении. // Проблемы прочности. – 2002. – №2. – С. 73 – 81.
- [6] Гуляев В.И., Худолий С.Н. Колебания криволинейных закрученных лопастей при сложном вращении. // Прикладная механика. – 2005. – 41, № 4. – С. 126 – 132.
- [7] Гайдайчук В.В., Носенко В.П. Динаміка вітроенергетичних установок під дією вітрових та інерційних навантажень. // Опір матеріалів і теорія споруд: Наук.-техн. збірн.— К.: КНУБА, 2008.— Вип. 82. – С. 31 – 38.
- [8] Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Носенко В.П. Основні проблеми теоретичного моделювання міцності вітроенергетичних установок. // Вісник НТУ, Ч. 1.— К.:НТУ, 2007. – № 15. – С. 367 – 372.

Надійшла до редколегії 28.07.2009

УДК 539.3

Численный расчет большепролетных регулярно-ребристых оболочек на упругоподатливом контуре на основе конструктивно-ортотропных моделей

¹Цыхановский В.К., д.т.н., ²Талах С.М., к.т.н., докторант

ОАО «УкрНИИПроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина
Национальный авиационный университет, Украина

Анотація. Розроблена фізико-механічна модель однорідних гнучких конструктивно-ортотропних оболонок на основі узагальненого закону Гука, розповсюдженого на область скінченних деформацій з використанням структурної симетрії конструкцій тонколистових оболонок, які працюють сумісно з монтажною пружною постіллю з ниток скінченної жорсткості та пружнопіддатливим контуром. Модель реалізована на прикладах чисельних міцнісних розрахунків і оптимізації великопрогонових комбінованих оболочкових систем на основі метода скінченних елементів.

Аннотация. Разработана физико-механическая модель однородных гибких конструктивно-ортотропных оболочек на основе обобщенного закона Гука, распространенного на область конечных деформаций с использованием структурной симметрии конструкций тонколистовых оболочек, работающих совместно с монтажной упругой постелью из нитей конечных жесткостей и упругоподатливым контуром. Модель реализована в примерах численных прочностных расчетов и оптимизации большепролетных комбинированных оболочечных систем на основе метода конечных элементов.

Abstract. Physics-mechanical model of homogeneous flexible constructive-orthotropic shells on generalizing law of Guk, which has been spreaded on sphere finite deformation, with using of structure symmetry thin shells have been worked with elastic bedding in threads of finite strict and elastic-pliant contour was elaborated. Model was realized in examples numerical of strength solutions due optimization of large-span combined shell-systems on base of finite element method.

Ключевые слова: анизотропное однородное твердое тело, упругая симметрия, изотропные и ортотропные среды, криволинейная и прямолинейная ортотропия, технические константы ортотропного материала, тензоры преобразования, упругий потенциал, эквивалентная однородная упругая среда, однородная ортотропная оболочка.

Рассматриваются задачи расчета большепролетных оболочек сложной формы на упругоподатливом пространственном контуре с учетом геометрической и физической нелинейности в постановке задачи. Форма оболочки (срединная поверхность) описывается с помощью аналитического сплайна с использованием канонического уравнения поверхности гиперболического параболоида. Контур в пространстве кусочно-линейный и в плане имеет форму ромбовидного параллелограмма с размерами по диагонали до 180 – 200 м.

Решается задача оптимизации формы и структуры комбинированной оболочечной конструкции с использованием геометрического моделирования формы срединной поверхности оболочки и физического моделирования опорного контура и других элементов каркаса. Реальная неоднородная конструкция тонколистовой оболочки с регулярно расположенными ребрами в виде нитей конечной жесткости в одном направлении по образующим линейчатой поверхности моделируется однородной конструктивно-ортотропной тонкой оболочкой.

На основе геометрического и структурного моделирования достигается глобальная редукция параметров проектирования дискретной формы оболочки и опорного каркаса, а задача оптимизации сводится к ограниченному числу (до 10 – 15) обобщенных параметров проектирования и состояния. Задача оптимального проектирования решается на основе прямого поиска с нелинейными ограничениями по прочности [1, 2]. Окончательно задача сводится к итерационному процессу решения систем нелинейных алгебраических уравнений большого порядка с использованием методов нелинейного программирования, продолжения по параметру возмущения и Ньютона-Канторовича. Получены результаты численного решения для оптимального варианта комбинированной оболочечной конструкции с двоякой гауссовой кривизной на упругоподатливом трубо-бетонном контуре с пролетом – 160 м (проекция диагонали покрытия).

На основе разработанной методики выполнена численная реализация исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) рассматриваемого класса оболочечных конструкций с использованием моментной схемы конечных элементов [1 – 4].

Армированный в направлении нитей конечной жесткости материал оболочки можно с некоторым приближением рассматривать как однородную и анизотропную упругую среду, обладающую в зависимости от структуры армирования, тем или иным видом структурной симметрии, которая влияет соответственно на симметрию свойств твердого тела – упругую симметрию [5]. Исходя из этого, тонколистовые оболочки с циклическим расположением низких ребер-вставок можно рассматривать как армированные композиты и соответственно как однородные ортотропные упругие среды (в пределах, в каких деформации под действием внешней нагрузки можно считать упругими). Проблема заключается в том, как теоретически определять упругие характеристики «армированного» оболочечного материала [5, 6]. Это достаточно хорошо изучено для пластин, а в отношении оболочек это „армирование” носит в определенной степени индивидуальный характер, который присущий конкретной рассматриваемой конструкции.

Для каждого конкретного случая следует выбрать циклически повторяемый конструктивный фрагмент рассматриваемого “армирования” и определить соответствующие конструктивные и физико-механические параметры, следуя условиям соответствующей упругой симметрии [5].

Рассмотрим структурную симметрию циклически повторяемого конструктивного фрагмента тонколистовой оболочки с регулярно-расположенными ортогональными ребрами, представленного на рис. 1. В соответствии со структурной симметрией реальной оболочечной конструкции и с учетом условий совместности деформаций тонколистового материала оболочки и ребер можно принять следующую модель упругой симметрии: в касательной плоскости к срединной поверхности материал оболочки рассматриваем как среду с изотропной упругой симметрией, а в двух ортогональных плоскостях к срединной поверхности рассматриваем ортотропную упругую симметрию.

Исходные геометрические и физико-механические параметры оболочки с ребрами следующие: $h_0, h_{r(e)}, h_{r(b)}, b_{r(e)}, b_{r(b)}, f_a, f_b, E, G, \nu$ (E, G, ν – технические константы изотропного материала тонколистовой оболочки). Свойства материала конструктивно-ортотропной условной гладкой модели оболочки, эквивалентной для рассматриваемого расчетного фрагмента (см. рис. 1), описываются следующими геометрическими и физико-механическими параметрами: $h_{(e)}, l, b, E_1^{(e)}, E_2^{(e)}, E_3^{(e)}, G_{12}^{(e)}, G_{13}^{(e)}, \nu_{21}^{(e)}, \nu_{31}^{(e)}, \nu_{32}^{(e)}$ (девять независимых технических констант и три независимых геометрических параметра), с использованием которых можно получить уравнение состояния однородного ортотропного материала оболочки. Параметры l и b являются постоянными для заданной структурной симметрии оболочечной конструкции, а параметр $h_{(e)}$ и физико-механические характеристики определяем из условий принятой упругой симметрии, условий эквивалентности продольной (цилиндрической), сдвиговой и изгибной жесткостей расчетного фрагмента относительно осей базиса ортотропии $Ox^1x^2x^3$ и термодинамических ограничений для ортотропного материала

$$E_1 \nu_{21} = E_2 \nu_{12}; E_2 \nu_{32} = E_3 \nu_{23}; E_2 \nu_{31} = E_1 \nu_{13}; |\nu_{12}| < (E_2 / E_1)^{1/2};$$
$$|\nu_{21}| < (E_1 / E_2)^{1/2}; E_1, E_2, E_3, G_{12} > 0; \nu_{21}, \nu_{23}, \nu_{31} < 0,5. \quad (1)$$

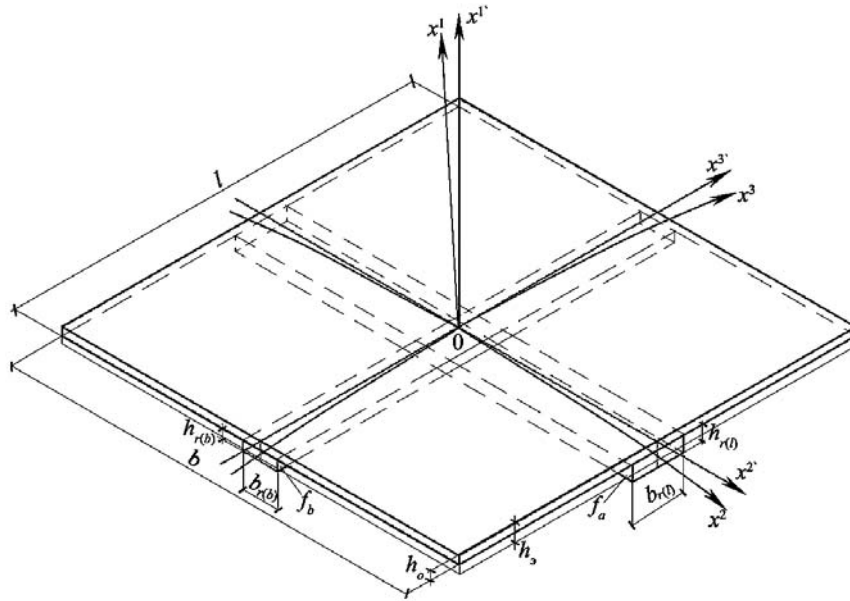


Рис. 1. Конструктивна схема расчетного фрагмента с учетом циклической (структурной) симметрии.

Учитывая, что исследуемые оболочки относятся к классу тонких и, исходя из принятых условий симметрии, – условий равенства упругих потенциалов для рассматриваемых моделей можно принять:

$$E_1^{(e)} = E; \quad \nu_{21} = \nu_{31} = \nu; \quad G_{12}^{(e)} = G_{13}^{(e)} = G. \quad (2)$$

С учетом (2) достаточно определить один независимый геометрический параметр $h_{(e)}$ и четыре независимых технических константы конструктивно-ортотропной условно гладкой модели однородной тонколистовой оболочки – $E_2^{(e)}$, $E_3^{(e)}$, $G_{23}^{(e)}$, $\nu_{32}^{(e)}$. Для их определения с использованием выше указанных условий получим пять уравнений:

$$\begin{aligned} E_2^{(e)} \cdot l \cdot h_{(e)} &= EA_{(g)}^{(2)}; & E_3^{(e)} \cdot b \cdot h_{(e)} &= EA_{(g)}^{(3)}; \\ E_2^{(e)} \cdot \frac{l \cdot h_{(e)}^3}{12} &= EI_{(g)}^{(2)}; & E_3^{(e)} \cdot \frac{b \cdot h_{(e)}^3}{12} &= EI_{(g)}^{(3)}; & G_{23}^{(l)} \cdot l \cdot b &= G \cdot l \cdot b. \end{aligned} \quad (3)$$

Решая систему уравнений (3), получим:

$$E_2^{(e)} = \frac{1}{l} \sqrt{[EA_{(g)}^{(2)}]^3 / 12EA_{(g)}^{(2)}}; \quad G_{23}^{(l)} = G;$$

$$E_3^{(e)} = \frac{1}{b} \sqrt{[EA_{(g)}^{(3)}]^3 / 12EA_{(g)}^{(3)}}; \quad h_{(e)}^{2(3)} = \sqrt{\frac{12EI_{(g)}^{(2)(3)}}{EA_{(g)}^{(2)(3)}}}, \quad (4)$$

где $EA_{(g)}^{(2)}$, $EA_{(g)}^{(3)}$, $EI_{(g)}^{(2)}$, $EA_{(g)}^{(3)}$ – соответственно продольные и изгибные жесткости относительно осей OX^2 и OX^3 соответственно для структурно-симметричного расчетного фрагмента неоднородной конструкции тонколистовой оболочки (см. рис. 1).

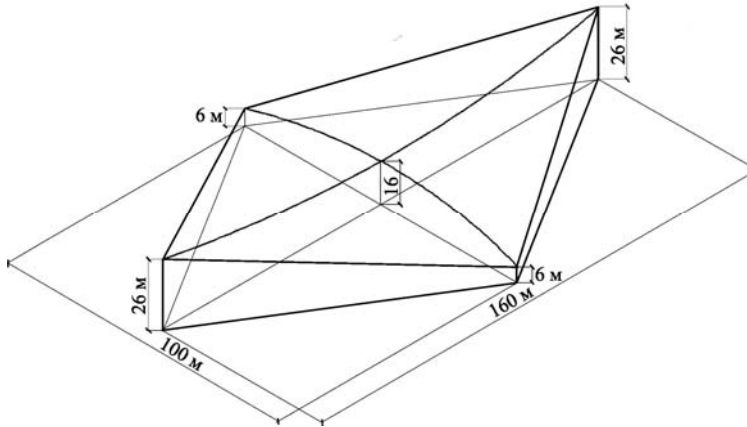


Рис. 2. Схема покрытия

Для обеспечения условий гладкости материала эквивалентной тонкой оболочки, работающей преимущественно на растяжение – сжатие, принимаем величину $h_{(e)}$ в соответствии с неравенством

$$h_{(e)}^{(2)(3)\min} \leq h_{(e)} \leq h_{(e)}^{(2)(3)\max} \quad (5)$$

и последующим уточнением технических констант ортотропии

$$E_{(2)(3)}^{(e)} = EA_{(g)}^{(2)(3)} / l(b) \cdot h_{(e)}. \quad (6)$$

Независимый коэффициент Пуассона ν_{32} определяем из условий термодинамических ограничений

$$E_2\nu_{32} = E_3\nu_{23}; \quad |\nu_{23}| < (E_3 / E_2)^{1/2}; \quad |\nu_{32}| < (E_2 / E_3)^{1/2}. \quad (7)$$

В формулах (2) – (6) используются следующие соотношения (см. рис. 1):

$$EA_{(g)}^{(2)} = E(f_a + h_0 \cdot l); \quad EA_{(g)}^{(3)} = E(f_b + h_0 b);$$

$$EI_{(g)}^{(2)} = \frac{E}{12} \left[l \cdot h_0^3 + b_{r(l)} h_{r(l)}^3 + 3f_a (h_0 + h_{r(l)})^2 \right]; \quad (8)$$

$$EI_{(g)}^{(3)} = \frac{E}{12} \left[b \cdot h_0^3 + b_{r(b)} h_{r(b)}^3 + 3f_b (h_0 + h_{r(b)})^2 \right].$$

С использованием полученных технических констант условно-гладкой конструктивно-ортотропной модели конструкции тонколистовой оболочки вычислим компоненты тензора упругости $\hat{C}_4^{(e)}$ в исходной конфигурации [1]:

$$C^{ijkl} = \overset{o}{C}^{strp} \overset{*}{S}_s^i \overset{*}{S}_t^j \overset{*}{S}_r^k \overset{*}{S}_p^l; \quad \overset{*}{S}_s^i = \delta_s^i + \overset{o}{\nabla}_i \overset{o}{u}^{*k}, \quad (9)$$

где $\overset{*}{S}_k^i$ – компоненты аффинного тензора преобразования натурального базиса лагранжевой системы координат в базис исходной конфигурации C^t дискретной модели оболочки [1]. Компоненты $\overset{o}{C}^{strp}$ вычисляются с использованием компонент тензора упругостей в физическом базисе ортотропии с последующим денормированием:

$$\overset{o}{C}^{ijkl} = \tilde{C}^{strp} \tilde{\overset{o}{S}}_{.r}^i \tilde{\overset{o}{S}}_{.s}^j \tilde{\overset{o}{S}}_{.t}^k \tilde{\overset{o}{S}}_{.p}^l \sqrt{g^{(rr)} g^{(ss)} g^{(tt)} g^{(pp)}},$$

$$\tilde{\overset{o}{S}}_{.r}^i = \overset{o}{C}_{.j}^i; \quad \overset{o}{C}_{.j}^i = \frac{\partial Z^{j'}}{\partial x^i}; \quad \overset{o}{C}_{.j'}^i = \frac{\partial x^i}{\partial Z^{j'}}; \quad C_{.j'}^i = \frac{\partial z^{j'}}{\partial x^i}; \quad C_{.j'}^i = \frac{\partial x^i}{\partial z^{j'}},$$

где $\frac{\partial Z^{j'}}{\partial x^i}; \frac{\partial x^i}{\partial z^{j'}}$ – компоненты тензоров преобразования (прямого и обратного) лагранжевой системы координат в глобальную декартовую систему; $C_{.j'}^i$ – компоненты тензора ортогонального преобразования системы глобальных декартовых координат $\overset{o}{Z}^{i'}$ в декартовый базис криволинейной (в общем случае) ортогональной системы координат x'^i .

Для установления достоверности получаемых численных решений задач нелинейного деформирования большепролетных комбинированных оболочечных конструкций при моделировании реальной неоднородной конструкции тонколистовой оболочки на упругой постели с помощью однородной конструктивно-ортотропной условно-гладкой оболочки выбран при-

мер покрытия выставочного павильона с линейчатой поверхностью на упругоподатливом контуре, имеющем горизонтальную проекцию в виде ромба (размеры по диагонали 160x100 м) и трапециевидные вертикальные симметричные проекции с разницей высот по углам – 20 м ($H_{\max}=26$ м; $H_{\min}=6$ м), схематическая аксонометрия представлена на рис. 2.

Линейчатая поверхность покрытия в виде косой плоскости (гиперболический параболоид) позволяет использовать в виде несущих элементов нити конечной жесткости (из прокатного металла швеллерного профиля № 40), которые направлены вдоль прямолинейных образующих с регулярным шагом 377,6 см, по этим нитям укладываются элементы тонколистовой оболочки. Конструкция покрытия представлена в виде двух расчетных моделей – тонкая оболочка с ребрами в одном направлении и условно-гладкая конструктивно-ортотропная мембранная оболочка, расчетная схема представлена на рис. 3. В связи с тем, что в рассматриваемой расчетной схеме отсутствуют плоскости симметрии (плоскости симметрии расположены в ортогональных сечениях по диагоналям покрытия), для исключения смещения диска покрытия в горизонтальной проекции как жесткого целого в центральных узлах контурных элементов каркаса конструкции покрытия накладываются связи в виде подвижных шарниров (в касательной плоскости вдоль контурного элемента), в которых при симметричной нагрузке наблюдаются симметричные горизонтальные перемещения, так что в центре покрытия смещения в плоскости равны нулю. Накладывая связи в виде стержней в центральных узлах элементов контура, мы фактически вводим два фиктивных шарнира в касательной плоскости, проходящей через центры контуров, и обеспечиваем исключение поворота и параллельного смещения диска покрытия (см. рис. 5). Таким образом задача прочностного расчета конструкции решается в двух вариантах:

1) с реальной конструктивной схемой в виде неоднородной оболочки с ребрами-вставками вдоль сеточной координаты S_2 с равномерным шагом – 21 нить конечной жесткости с эквивалентным сечением и следующими параметрами: $b_y = 50$ см; $h_y = 12$ см; $E = 2,153 \cdot 10^6$ кг/см², которые получены в соответствии с [2];

2) гладкая конструктивно-ортотропная оболочка, защемленная на контуре.

Нити длиной 9434 см опираются на трубобетонный контур, основным элементом которого является труба $\varnothing 1200 \times 14$ мм. Эквивалентное сечение наружного контура также получено в соответствии с [2] и имеет следующие параметры: $b_s = 120$ см; $h_s = 140$ см; $E_s = 4,05 \cdot 10^5$ кг/см². Топология расчетной модели единая (см. рис. 3).

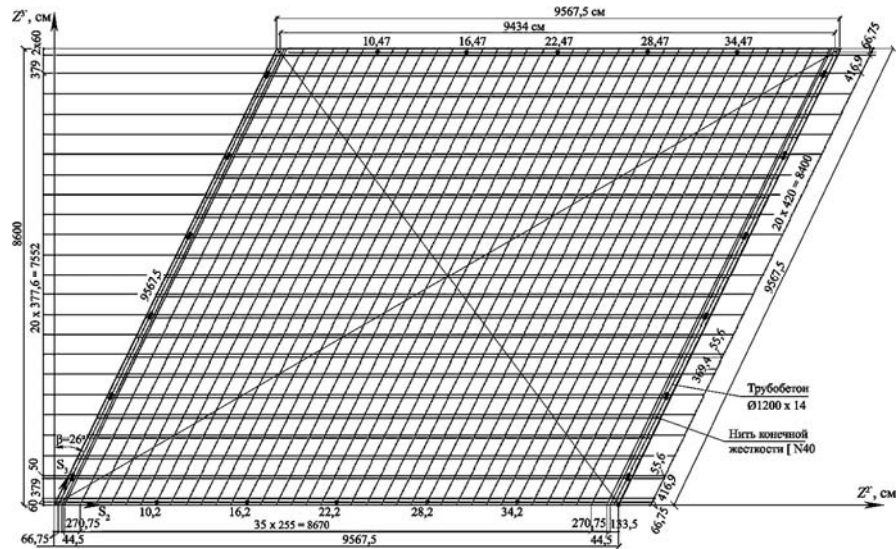


Рис. 3. Расчетная схема большепролетного покрытия (линейчатая поверхность) с упругоподатливым контуром

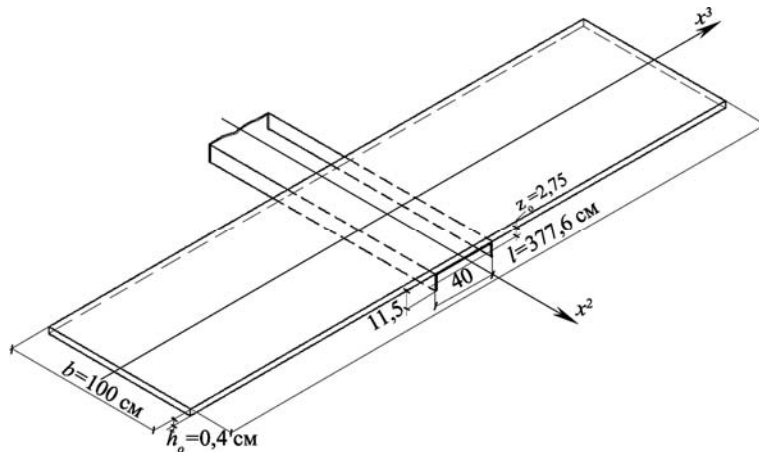


Рис. 4. Расчетный фрагмент на основе структурной симметрии конструкции тонколистовой оболочки с упругой постелью

Во втором варианте расчетной схемы, представленной на рис. 3, элемент оболочки, его геометрические и физико-механические параметры получены исходя из структурной симметрии в виде циклического фрагмента, представленного на рис. 4. Сравнивая его с фрагментом на рис. 1, отмечаем, что параметры $h_{r(b)}$, $b_{r(b)}$, f_b имеют нулевые значения. Используя формулы (1) – (8), определяем геометрические и физико-механические

параметры условно-гладкой конструктивно-ортотропной оболочки, а именно:

$$E_1^{(e)} = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2; E_2^{(e)} = 1,74 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2; E_3^{(e)} = 1,14 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\nu_{23} = 0,35; \nu_{32} = 0,26; \nu_{21} = \nu_{31} = \nu_{cm} = 0,3; G_{12}^{(e)} = G_{13}^{(e)} = G_{23}^{(e)} = G_{c\dot{o}}.$$

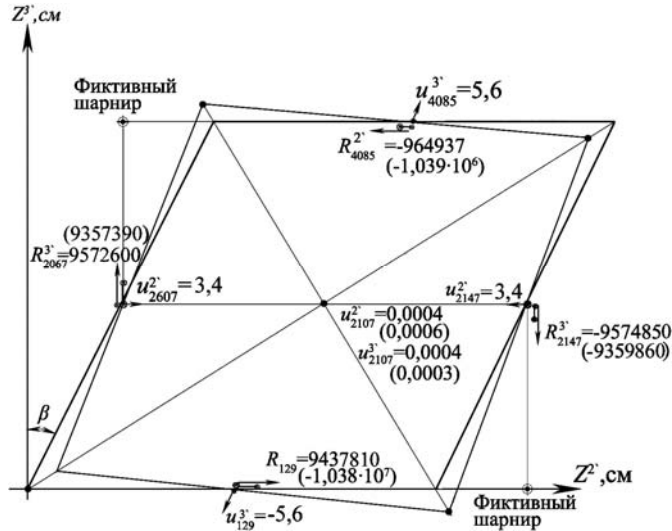


Рис. 5. Схема к анализу исключения смещения расчетной модели как единого целого

Получены результаты расчета по реальной и конструктивно-ортотропной схемам. С использованием этих результатов определены равнодействующие усилия в касательных плоскостях отдельных конечных элементов в соответствии со схемой на рис. 4:

— равнодействующие усилия для неоднородной конструкции оболочки

$$\hat{R}_N^i = \hat{\sigma}_N^{22} \hat{A}_N^i + \hat{\sigma}_M^{22} \hat{A}_M^i; \quad (10)$$

— равнодействующие усилия для однородной конструктивно-ортотропной оболочки

$$\hat{R}_N^o = \hat{\sigma}_N^{22} \hat{A}_N^o + \hat{\sigma}_M^{22} \hat{A}_M^o, \quad (11)$$

где $\hat{A}_N^i = 600 \text{ см}^2$ – площадь эквивалентного ребра реальной конструкции оболочки; $\hat{A}_M^i = 131,04 \text{ см}^2$ – площадь элементов тонколистовой оболочки в реальной конструкции; $\hat{A}_N^o = 30 \text{ см}^2$ – площадь элемента однородной

конструктивно-ортотропной модели, заменяющего ребро; $A_M^o = 196,56 \text{ см}^2$ – площадь элементов конструктивно-ортотропной модели, заменяющих соответствующие элементы тонколистовой оболочки.

Результаты определения равнодействующих усилий вдоль сеточной координаты S_2 в пределах – $S_2 = 8 \div 37$; $S_3 = 19 \div 22$ получены с определением отклонений значений равнодействующих продольных усилий для реальной и гипотетичной конструкций оболочки. Разница значений усилий составляет 3 – 6 %, причем большие значения погрешностей наблюдаются в областях, примыкающих к контуру, и обусловлены некоторым краевым эффектом. По результатам деформаций оболочек двух конструктивных схем в двух сечениях покрытия – по главной диагонали и ей ортогональной построены эпюры начальных форм срединной поверхности оболочки и прогибы в направлении OZ^1 . Эпюры представлены на рис. 6 и 7.

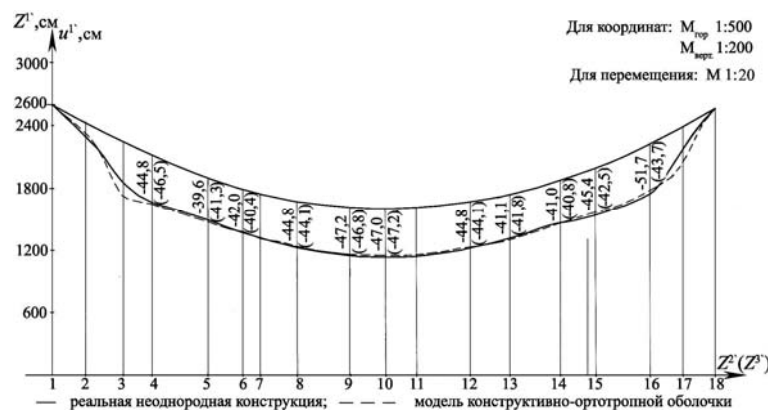


Рис. 6. Эпюры перемещений относительно срединной поверхности оболочки в сечении по главной диагонали

Для большей наглядности масштабы поверхности и перемещений отличаются на два порядка. Построенные графики свидетельствуют, что за исключением краевых зон прогибы – для реальной конструктивной схемы и гипотетичной практически совпадают.

На рис. 8 представлены эпюры мембранных усилий оболочки в центральном сечении с учетом реальной толщины тонколистовой оболочки – 4,2 см и конструктивно-ортотропной – 6,0 см. Разница составляет в пределах 6 – 10 %, что является вполне удовлетворительным с учетом разброса исходных значений геометрических и физико-механических параметров. На рис. 8 также представлены эпюры напряжений в наружном контуре конструкции покрытия для рассматриваемых двух вариантов конструктивных схем. Эти эпюры практически совпадают, так как нагрузки, которые

передаються на контур, практически не изменяются. На рис. 8 также приведены эпюры равнодействующих продольных усилий в соответствии с расчетным фрагментом на рис. 4.

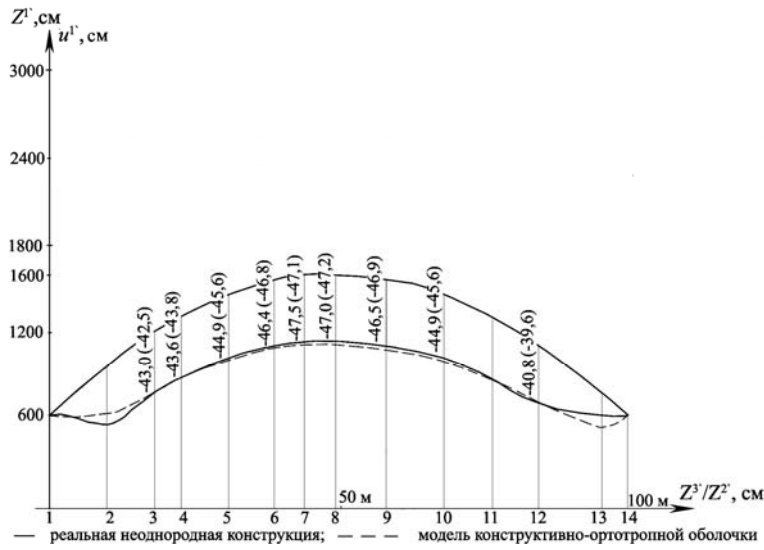


Рис. 7. Эпюры перемещений относительно срединной поверхности оболочки в сечении вдоль побочной диагонали

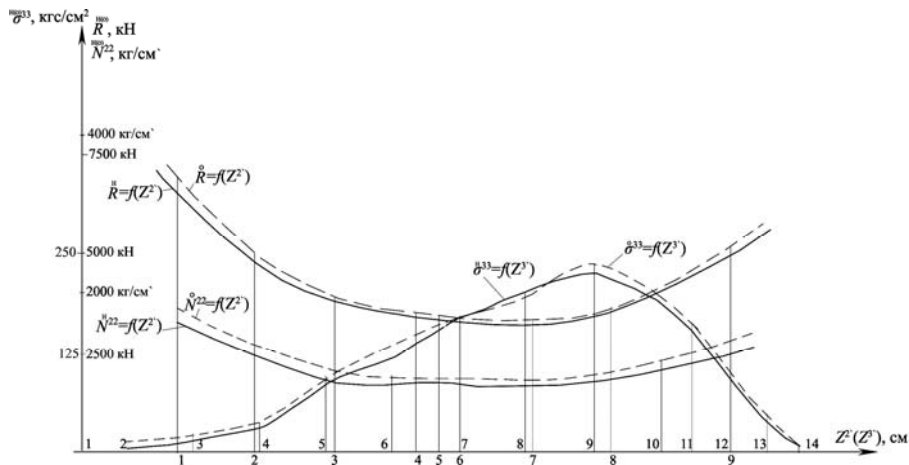


Рис. 8. Эпюры мембранных напряжений в контуре, мембранных усилий в оболочке и равнодействующих усилий в циклическом фрагменте

Полученные численные отклонения равнодействующих продольных усилий для двух вариантов расчетных схем при графической иллюстрации качественно и количественно практически являются несущественными.

Исходя из приведенного сравнительного анализа результатов расчета рассматриваемой конструкции большепролетного покрытия, можно сделать следующие выводы.

Выводы

Реальная конструкция ребристой тонколистовой оболочки и ее конструктивно-ортотропный аналог по интегральным характеристикам прочности и деформативности практически совпадают. Это свидетельствует о достоверности предложенной методики моделирования конструктивно-ортотропных условно-гладких оболочечных конструкций. Предложенное моделирование конструкции тонколистовой оболочки на регулярной конструкции постели дает возможность для рассматриваемой дискретной модели построить расчетную схему с учетом одной или двух плоскостей симметрии, значительно понизить порядок системы сильнонелинейных уравнений и получить более точные численные результаты при различных вариантах внешнего воздействия статического и динамического характера.

Литература

- [1] Баженов В.А., Цыхановский В.К., Кислоцкий В.М. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок. –К.: КНУБА, 2000. – 386 с.
- [2] Цыхановский В.К., Козловец С.М., Костыра Н.А. Несущая способность комбинированных оболочечных конструкций с учетом развития пластических деформаций //Промислове будівництво та інженерні споруди, № 3, 2008. – К.: С. 17 – 21.
- [3] Шимановский А.В., Цыхановский В.К. Теория и расчет сильнонелинейных конструкций. – К.: Изд-во „Сталь”, 2005. – 432 с.
- [4] Баженов В.А., Сахаров А.С., Цыхановский В.К. Моментная схема метода конечных элементов в задачах нелинейной механики сплошной среды// Прикладная механика. –К.: Ин-т механики НАН Украины, 2002. – Т.38(48), № 6, июль. – С.24 – 63.
- [5] Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела. - М.: Наука, 1977. – 416 с.
- [6] Ашкенази Е.К., Ганов Э.В. Анизотропия конструкционных материалов. Справочник. – Л.: Машиностроение.

Надійшла до редколегії 15.07.2009 р.

УДК 624.072.002.2

Стійкість стиснених сталевих елементів із гнутих швелерів

Усенко М.В., аспірант

Київський національний технічний університет будівництва і архітектури,
Україна

Анотація. Розроблена методика та проведені експериментальні дослідження стиснених елементів із одиночних гнутих швелерів. Дослідження проводилися на стрижнях різних гнучкостей. Раніше було визначено залишковий напружений стан в елементах.

Аннотация. Разработана методика и проведены экспериментальные исследования сжатых элементов из одиночных гнутых швеллеров. Исследования проводились на стержнях разных гибкостей. Ранее было определено остаточное напряженное состояние в элементах.

Abstract. A method is developed and experimental researches of the compressed elements are conducted from the single bent channels. Researches were conducted on the bars of various flexibility. The remaining tense consisting was defined before certain of elements.

Ключові слова: стиснений елемент, гнутий швелер, залишкові напруження, стійкість.

Вступ. Постановка проблеми. Одним із чинників, які впливають на несучу здатність елементів і конструкцій, розглядаються залишкові напруження (ЗН). Вони виникають у конструктивних елементах після кожного етапу, пов'язаного з виготовленням (нагрівання, зварювання, профілювання).

Результати останніх досліджень [1] свідчать про необхідність продовження досліджень залишкового напруженого стану (ЗНС). Вплив ЗНС на несучу здатність добре вивчений для зварних елементів двотаврового перерізу. Для елементів із гнутих швелерів такі дослідження майже не виконувались.

Мета роботи. Розроблення методики та проведення експериментальних досліджень залишкового напруженого стану та його впливу на несучу здатність стиснених елементів із гнутих швелерів.

Основна частина. Вивчення залишкового напруженого стану (ЗНС), що виникає після профілювання, і його впливу на несучу здатність сталевих елементів із гнутих швелерів, викликані відсутністю в технічній літературі відповідних даних.

Дослідження впливу ЗНС на несучу здатність виконувалися в два етапи. На першому етапі проводилося вивчення ЗНС, що виникає в елементах після профілювання. Залишковий стан визначався методом вимірювання деформацій через руйнування (розрізання ножівкою) шляхом звільнення елементів конструкцій із залишковими напруженнями після розриву зв'язків. Застосування цього методу дозволило виконати розрізання швелерів без значних теплових впливів. З цією метою в зоні розрізання наклеювалися тензорезистори, які підключалися до реєструючої апаратури. Як первинні засоби вимірювання прийняті дротяні тензорезистори. Прийнята напівмостова схема з'єднання тензорезисторів з двома датчиками (активним і компенсаційним) через комутатор для почергового підключення активних датчиків.

Як вторинна вимірювальна апаратура застосована система інформаційно-вимірювальна тензометрична СІИТ-3. Комутація між приладами і випробовуваним елементом здійснювалася через перехідні роз'єми та допоміжні кабельні лінії.

На другому етапі були виконані випробування стиснених елементів із гнутих швелерів на стійкість. Випробуванням піддавалися елементи різних гнучкостей. Зразки випробовувалися із забезпеченням деформації в площині меншої жорсткості. Напружено-деформований стан елементів у процесі завантаження встановлювався за допомогою дротяних тензорезисторів, які були підключені до системи СІИТ-3. Прогини вимірювалися за допомогою прогиномірів ПАО-6. Схеми випробування та розміщення приладів приведені на рис. 1.

Випробування зразків проводилися на гідравлічному пресі ИПС-500. Гнучкість зразків першої групи ОБ 1.1 і ОБ 1.2 становила $\lambda = 100$. Гнучкість зразка другої групи ОБ 2.1 становила $\lambda = 120$.

Зразки випробовувалися як центрально стиснені стрижні з шарнірними опорами. Для всіх елементів були застосовані однакові опорні пристосування, які дозволили проводити випробування при однакових значеннях ексцентриситету. Шарнірність забезпечувалася встановленням строго горизонтально між знімними і незнімними частинами опор сталевих катків у верхній опорі та кульок у нижній (рис. 2, 3).

Навантаження проводилося етапами по 10 кН. Після досягнення етапного навантаження виконувався процес витримування не менш як 3 хв. Показання прогиномірів записувалися після додавання етапного навантаження і витримування на етапі. Загальний вид встановленого елемента в пресі показаний на рис. 4.

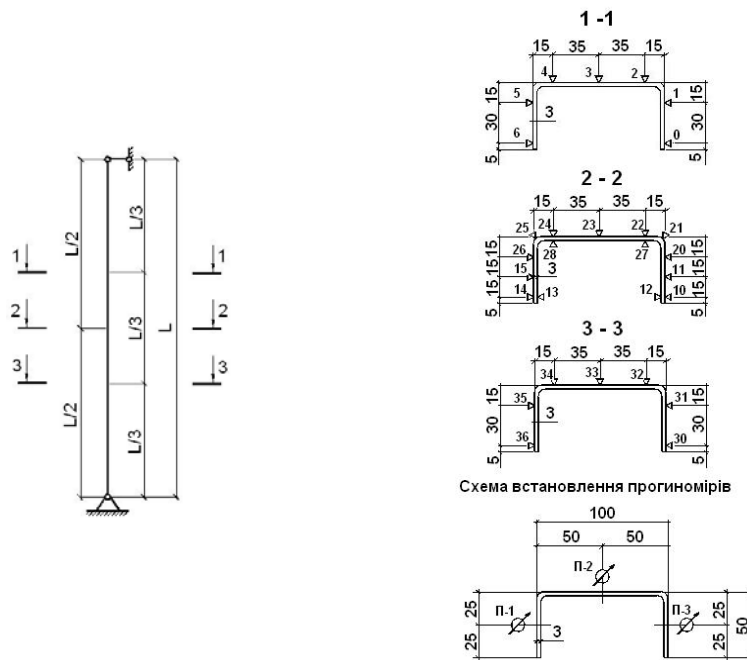


Рис. 1. Схеми випробування та розміщення приладів

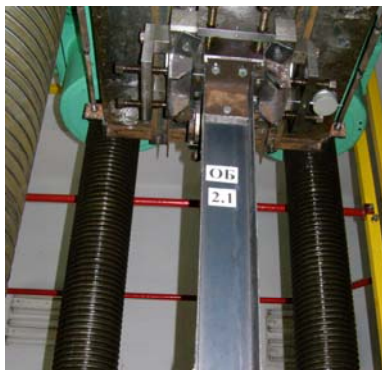


Рис. 2. Вигляд верхніх опорних пристосувань

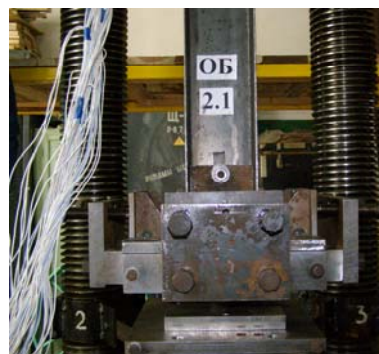


Рис. 3. Вигляд нижніх опорних пристосувань

Збільшення етапного навантаження проводилося до вичерпання несучої здатності. Інтегральною характеристикою вичерпання несучої здатності вважалось значне зростання прогинів при постійному навантаженні (досягнення максимуму на кривій стану). Навантаження, відповідне такому стану, вважалось граничним (рис. 5).

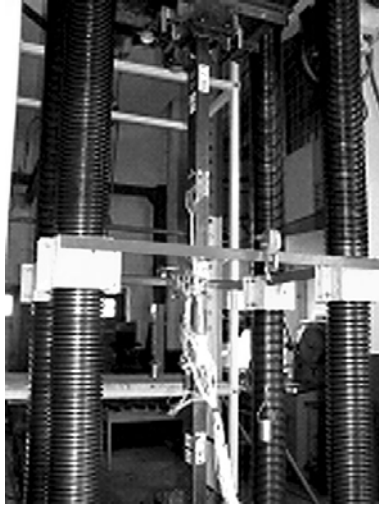


Рис. 4. Вигляд елемента ОБ 2.1 перед випробуваннями

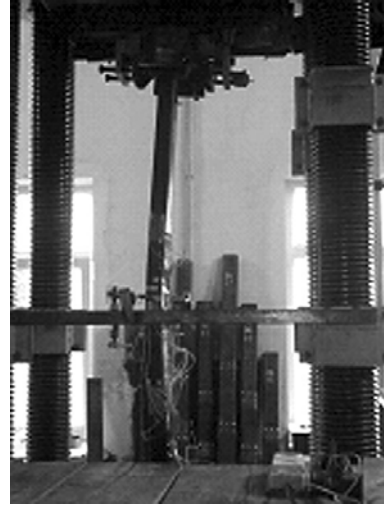


Рис. 5. Вигляд елемента ОБ 2.1 після випробувань

За даними виконаних досліджень були побудовані залежності «навантаження – прогин» ($\langle N - f \rangle$) і «навантаження–деформації». Деякі з цих експериментальних залежностей наведені на рис. 6, 7.

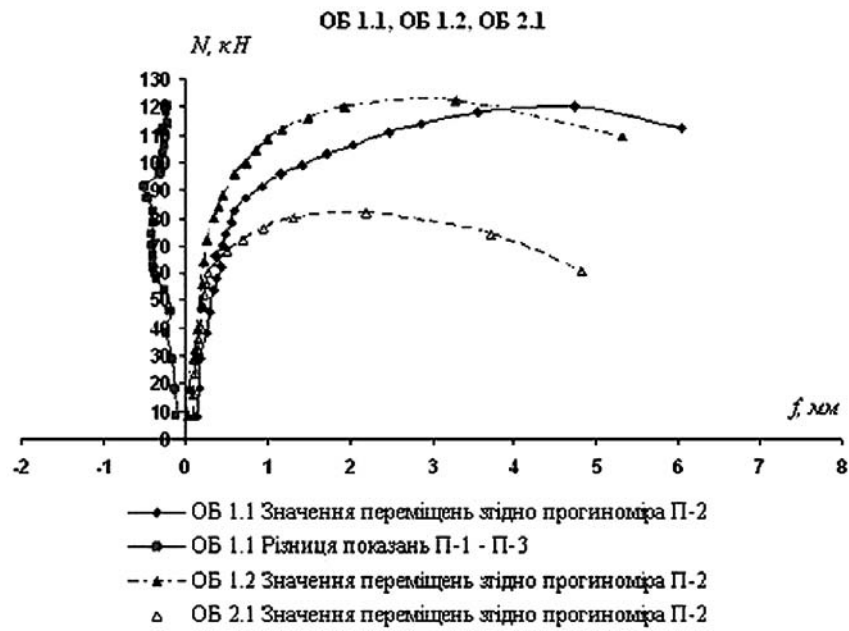


Рис. 6. Залежності «навантаження–прогин» для випробуваних зразків

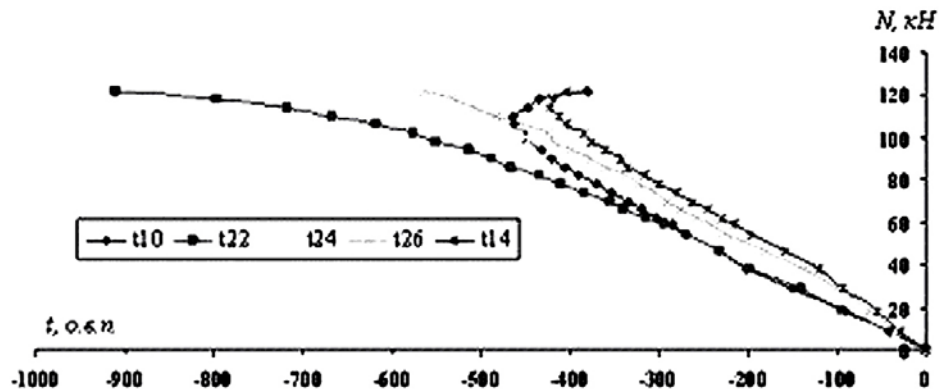


Рис. 7. Залежності «навантаження–деформації» для зразка ОБ 1.1

Висновки

1. Розроблена методика та проведені експериментальні дослідження стиснених елементів із гнутих швелерів.
2. Результати досліджень та отримані експериментальні залежності дозволять перевірити основні положення розроблюваної теорії розрахунку залишкового напруженого стану та його впливу на несучу здатність стиснених елементів.

Література

- [1] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.

Надійшла до редколегії 01.07.2009 р.

УДК 624.04:681.3

Моделювання напружено-деформованого стану для обґрунтування можливості продовження терміну експлуатації будівельних конструкцій, будівель та споруд

¹Семиног М.М., ²Голоднов О.І., д.т.н.

¹Броварське управління ГУ МНС України в Київській обл., Україна

²ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»,
Україна

Анотація. Викладена доцільність використання комплексної методики оцінки напружено-деформованого стану будівельних конструкцій із застосуванням методів математичного моделювання. Моделювання конструкцій виконується за результатами вивчення технічної документації й обстежень. Показана можливість використання методу для оцінки напружено-деформованого стану і розробки проекту підсилення конструкцій.

Аннотация. Изложена целесообразность использования комплексной методики оценки напряженно-деформированного состояния строительных конструкций с применением методов математического моделирования. Моделирование конструкций выполняется по результатам изучения технической документации и обследований. Показана возможность использования метода для оценки напряженно-деформированного состояния и разработки проекта усиления конструкций.

Abstract. Expedience of the use of complex method of estimation of the tensely-deformed state of building constructions is expounded with the use of methods of mathematical design. The design of constructions is executed on results the study of technical document and inspections. Possibility of the use of method is rotined for the estimation of the tensely-deformed state and development of project of strengthening of constructions.

Ключові слова: напружено-деформований стан, технічна документація, обстеження, технічний стан конструкцій, продовження терміну експлуатації.

Вступ. Постановка проблеми. У теперішній час усе частіше виникає необхідність у проведенні робіт із відновлення експлуатаційної придатності будівельних конструкцій будівель і споруд. При цьому необхідно вирішувати питання, пов'язані з визначенням напружено-деформованого стану (НДС) і виконанням робіт із продовження терміну експлуатації споруд.

Зазначені роботи повинні вирішуватись в комплексі, тобто прогнозу можливого продовження терміну експлуатації конструкцій будівель та споруд мають передувати роботи, пов'язані з оцінкою їхнього технічного стану, які роботи виконуються відповідно до вимог чинних нормативних документів [1, 2].

Оцінка технічного стану виконується на підставі результатів візуального й інструментального обстеження, перевірних розрахунків тощо. Перевірні розрахунки виконуються, як правило, із застосуванням спрощених розрахункових схем без урахування фактичного стану конструкцій і прогнозу деградації властивостей матеріалів. Такий підхід не дозволяє моделювати НДС споруд у динаміці розвитку процесів деградації та не дає можливості прийняти правильне рішення про комплекс заходів, що забезпечують подальшу надійну та безпечну експлуатацію конструкцій.

Робота є одним із етапів досліджень проблеми продовження терміну експлуатації будівельних конструкцій будівель та споруд за умови дії як силових, так і інших (термічних, деформаційних тощо) впливів.

Аналіз останніх досягнень і публікацій. Як відомо, діагностика та продовження терміну експлуатації будівельних конструкцій будівель і споруд є досить складною і трудомісткою проблемою, остаточне вирішення якої в наш час відсутнє. При вирішенні цієї проблеми необхідно визначити механічні властивості матеріалу, специфіку роботи конструкції під навантаженням, а також зміни їхнього технічного стану за умов можливого розвитку нерівномірних деформацій основи або термічних впливів. Прогнозування зміни технічного стану в процесі подальшої експлуатації неможливе без математичного моделювання конструкцій сучасними методами. Вирішенню окремих аспектів зазначеної вище проблеми присвячена ця стаття.

Мета роботи. Виявлення особливостей роботи, оцінки НДС і несучої здатності будівельних конструкцій будівель та споруд, що знаходяться в експлуатації, для моделювання технічного стану та його змінення при подальшій експлуатації.

Основна частина. Для визначення технічного стану і ухвалення рішення про перепризначення ресурсу конструкцій виконується їх обстеження.

Основною метою проведення робіт із оцінки технічного стану елементів і конструкцій будівель та споруд залишається визначення можливості їхньої подальшої експлуатації при реалізованих режимах і умовах. Оцінка проводиться шляхом визначення технічного стану елементів, конструкцій і споруди в цілому на основі аналізу технічної документації за період проектування, будівництва і експлуатації, а також результатів технічних оглядів і виконання перевірних розрахунків (у разі необхідності).

Оцінка технічного стану конструкції (споруди) має бути виконана в такій послідовності [1 – 5]:

- аналіз технічної документації;
- візуальне обстеження конструкцій;

- інструментальне обстеження конструкцій;
- аналіз результатів візуального й інструментального обстежень;
- моделювання технічного стану та виконання перевірних розрахунків (за необхідності);
- оцінка технічного стану;
- висновки про можливість подальшої експлуатації та рекомендації із приведення конструкцій в придатний для подальшої експлуатації стан (за необхідності).

Для оцінки технічного стану конструкцій зазвичай використовуються:

- критерій відповідності конструкції (споруди) робочій документації (розміри, армування, конструктивні особливості тощо);
- критерій відповідності конструкції (споруди) визначальним параметрам технічного стану (наявність або відсутність неприпустимих дефектів і пошкоджень, відповідність застосованих матеріалів вимогам проекту тощо) і задоволення вимог розрахунку за граничними станами I і II груп.

За відсутності або незначних дефектах, виявлених при візуальному обстеженні, а також відповідності конструкції (побудованої споруди) технічній документації може бути зроблена остаточна оцінка технічного стану.

За наслідками візуального обстеження при виявленні істотних дефектів, що впливають на несучу здатність і довговічність конструкцій, виконується інструментальне обстеження.

При інструментальному обстеженні уточнюють:

- фізико-механічні характеристики матеріалів;
- у пошкоджених конструкціях – геометричні розміри елементів, стан вузлів сполучання елементів тощо;
- прогини та переміщення;
- тріщини в основному металі і зварних швах;
- корозію металу, бетону тощо.

За наслідками аналізу технічної документації, візуального та інструментального обстежень технічного стану конструкцій приймається рішення про необхідність виконання математичного моделювання технічного стану конструкцій і перевірних розрахунків.

Критеріями для прийняття такого рішення вважаються:

- наявність дефектів, що впливають на зменшення несучої здатності конструкцій;

- зниження характеристик міцності матеріалів у порівнянні з проектними, що встановлюється під час проведення обстежень конструкцій методами руйнівного і неруйнівного контролю;
- зменшення площі робочого перерізу елемента;
- перевищення фактичних експлуатаційних навантажень їхніх проектних значень;
- технологічні дії, не передбачені проектом;
- розвиток нерівномірних деформацій основи або термічні впливи на конструкції під час пожежі.

В ході виконання перевірних розрахунків передбачається [3, 5, 6]:

- математичне моделювання конструкцій МСЕ з урахуванням встановленого технічного (деформованого) стану;
- розрахунок конструкцій і визначення зусиль і деформацій в елементах розрахункової схеми;
- порівняння характеру деформації реального об'єкта і математичної моделі і уточнення, у разі потреби, характеристик жорсткості матеріалів елементів моделі;
- розрахунок уточненої моделі, визначення зусиль і переміщень;
- перевірка дотримання умов, що забезпечують несучу здатність і деформативність будівельних конструкцій будівель і споруд, оцінка їхнього технічного стану;
- коректування розрахункової схеми споруди з урахуванням встановлення елементів підсилення і розрахунок нової моделі;
- проектування підсилення конструкцій.

Оцінка технічного стану будівельних конструкцій будівель та споруд виконується шляхом зіставлення контрольованих параметрів, визначених у ході проведеного візуального й інструментального обстежень, з відповідними проектними параметрами, а також за наслідками перевірних розрахунків.

За наслідками оцінки технічного стану і прогнозу його змінення під час подальшої експлуатації робиться висновок про можливість подальшої експлуатації або про необхідність виконання робіт із приведення конструкцій до стану, що забезпечує експлуатаційну придатність за умов необхідності подальшої експлуатації.

Запропонована методика була використана при визначенні можливості подальшої експлуатації ряду житлових будинків, побудованих у повоєнні часи в різних містах України [5, 6].

Під час проведення робіт із визначення технічного стану й обґрунтування можливості подальшої експлуатації було встановлено, що несучі стіни мають вертикальні і похилі тріщини з різною шириною розкриття.

Основними причинами появи пошкоджень у стінах були:

- нерівномірне замочування ґрунтів основи внаслідок незадовільного вертикального розпланування території;
- одностороння інсоляція ґрунтів, що призводить до регулярного обезводнення і усадки ґрунтів у літній час і набухання в осінньо-весняний період, що особливо впливає на ті частини будівель, які мають меншу глибину закладення підосви фундаментів;
- конструктивна система будівель, що не забезпечує сприйняття додаткових зусиль внаслідок нерівномірних деформацій основи (будівлі складаються з декількох об'ємів, глибина закладення підосви фундаментів у яких різна; відсутні деформаційні шви, прийнята конструкція перекриттів не створює горизонтальних дисків жорсткості, які разом із стінами забезпечували б просторову жорсткість будівель при комбінаціях силових і деформаційних впливів);
- експлуатація в умовах нерівномірних деформацій основи.

Отримані в ході проведення обстежень будівель дані були використані при моделюванні будинків як пластинчасто-стрижньових систем, що складаються з скінченних елементів обчислювального комплексу ЛІРА. Характеристики жорсткості елементів приймалися за даними проведених обстежень і за проектними даними. Ґрунтова основа моделювалася скінченними елементами типу КЕ-51 «Зв'язок кінцевої жорсткості». Жорсткість елементів типу КЕ-51 приймалася такою, що дорівнює жорсткості замінованих ділянок ґрунту (рівномірне осідання будівлі, у зв'язку з відсутністю інформації про характер розвитку деформацій за час експлуатації, умовно було прийняте таким, що дорівнює 5 см). Характеристики жорсткості цих елементів у місцях регулярного замочування ґрунтів зменшувалися, що дозволило моделювати розкриття тріщин у стінах.

Отримані в результаті проведених розрахунків дані (характер розвитку деформацій) дозволили провести порівняння з реальним розвитком деформацій і тріщин у стінах та коректування характеристик жорсткості елементів. Після проведеного коректування (коли характер розвитку деформацій в реальному будинку відповідав НДС, отриманому в результаті розрахунку) були визначені зусилля в стрижньових елементах, що моделюють елементи підсилення. Такий підхід дозволив підібрати перерізи елементів підсилення, розробити відповідні конструктивні рішення та виконати підсилення конструкцій в натурі (див. рис.).



а)



б)

Фрагмент стіни будинку в м. Києві (вул. Стадіонна, 19):
а – до підсилення; б – після підсилення

Висновки

1. Запропонована методика визначення НДС конструкцій будівель та споруд за результатами проведених обстежень і моделювання із застосуванням МСЕ. Методика дозволяє зробити висновок про технічний стан і виконати прогностичні розрахунки з урахуванням можливої деградації матеріалу, розвитку нерівномірних деформацій ґрунтів основи або термічних впливів під час пожежі.
2. Виконання розрахунків із використанням запропонованої методики дозволяє визначити комплекс заходів для обґрунтування терміну подальшої експлуатації конструкцій.
3. Розроблена методика пройшла апробацію при вирішеннях практичних завдань, пов'язаних із визначенням НДС і обґрунтуванням можливості продовження терміну експлуатації ряду будинків повоєнної забудови в різних містах України.

Література

- [1] ДБН 362-92. Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений. – К.: Государственный комитет Украины по делам архитектуры, строительства и охраны исторической среды, 1993. – 47 с.

- [2] Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – Київ: Держбуд України, 1999. – 152 с.
- [3] Голоднов А.И. Определение остаточного ресурса железобетонных конструкций в условиях действующих предприятий // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К.: НДІБК, 2005. – Вип. 62. – Т. 2. – С. 138 – 143.
- [4] Голоднов А.И., Пронько А.М., Голоднова В.П. Опыт обследования строительных конструкций жилых зданий послевоенной застройки // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К.: НДІБК, 2000. – Вип. 53. – Т. 2. – С. 62 – 66.
- [5] Голоднов А.И. Моделирование напряженно-деформированного состояния – составная часть работ по продлению ресурса строительных конструкций сооружений // Вісн. Придніпр. Держ. академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2004. – № 7–8. – С. 34 – 40.
- [6] Голоднов А.И. Особенности усиления строительных конструкций бескаркасных жилых домов послевоенной застройки // Строительство и техногенная безопасность: Сборник научных трудов. – Симферополь: КАПКС, 2002. – Вып. 6. – С. 86 – 88.

Надійшла до редколегії 24.07.2009 р.

УДК 69.059.22:699.8

Міцність і деформативність залізобетонних пластинчастих конструкцій при високотемпературних впливах

Гордіюк М.П.

Український науково-дослідний інститут пожежної безпеки, Україна

Анотація. Запропонована методика розрахунку залізобетонних плит при силових і високотемпературних впливах. Наведені передумови та припущення, які були покладені в основу розрахунку. Приведений опис розрахункових моделей.

Аннотация. Предложена методика расчета железобетонных плит при силовых и высокотемпературных воздействиях. Даны предпосылки и допущения, положенные в основу расчета. Приведено описание расчетных моделей.

Abstract. The method of calculation of reinforced-concrete slabs is offered at power and high temperature influences. Pre-conditions and assumption, fixed in basis of calculation are given. Description of calculation models is resulted.

Ключові слова: пластинчасті елементи, нагрівання, вогнестійкість, несуча здатність.

Вступ. Постановка проблеми. Конструкції будівель та споруд повинні проектуватись таким чином, щоб вони сприймали всі навантаження і впливи та передавали їх на ґрунтову основу. Надійність і довговічність будівель у процесі будівництва повинна забезпечуватись шляхом використання якісних матеріалів, дотримання технології робіт і повної відповідності проекту. В процесі експлуатації надійність і довговічність будівель під впливом різних факторів, у т.ч. і високотемпературних впливів при пожежі, може знизитись. Оскільки більшість впливових факторів мають випадковий характер, надійність і довговічність будівельних конструкцій визначаються законами теорії ймовірності.

Реальні конструкції, матеріали та впливи через свою складність відрізняються від проектних. Ці відмінності враховуються введенням у розрахунок відповідних коефіцієнтів надійності, які повинні забезпечувати нормальні умови експлуатації, тобто захистити конструкції будівель від настання граничного стану першої або другої групи. Для більшості конструкцій будівель та споруд головним залишається питання міцності або розрахунку за граничними станами першої групи. Критерієм граничного стану є ознака або сукупність ознак граничного стану об'єкта, які встановлюються нормативно-технічною та (або) проектною документацією. При цьому залежно від умов експлуатації для одного й того ж об'єкта можуть бути встановлені два та більше критеріїв граничного стану.

Залізобетонні пластинчасті елементи використовуються як складові частини житлових і громадських будинків. Останнім часом у зв'язку зі значним обсягом будівництва монолітно-каркасних будівель підвищеної поверховості актуальним залишається питання пожежної безпеки при експлуатації, в першу чергу, перекриттів і стінових елементів.

Досвід експлуатації пластинчастих згинальних елементів свідчить про їхню підвищену деформативність. Однією з найбільш істотних причин підвищеної деформативності плитної частини вважаються технологічні дефекти (зсуви арматури в процесі бетонування плит), нелінійна робота бетону й арматури, а також різні непередбачені проектом впливи, наприклад, високотемпературні при пожежах. Як відомо, сталева арматура втрачає свої пружні властивості за температури приблизно 500 °С (рис. 1).

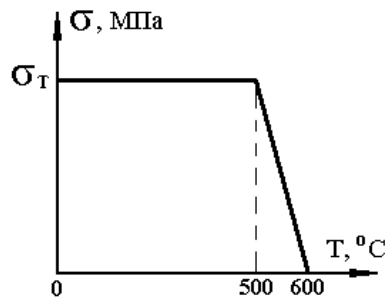


Рис. 1. Залежність межі текучості сталі від температури [1]

Оскільки для пластинчастих конструкцій захисний прошарок бетону для арматури становить 10...20 мм, нагрівання арматури до температури приблизно 500 °C відбудеться відразу після початку пожежі. Конструктивними заходами щодо захисту арматури від впливу високих температур є збільшення захисного прошарку бетону, встановлення захисних екранів [2, 3].

Мета роботи. Розроблення методики розрахунку міцності та деформативності залізобетонних плитних конструкцій за умов дії силових і високотемпературних впливів.

Основна частина. Як вже наголошувалося, залізобетонні перекриття з плитами, що працюють у двох напрямках, набули широкого розповсюдження в житловому та промисловому будівництві України. Вплив інтенсивного температурного нагріву під час пожежі на їх міцність і деформативність практично не вивчений, методики розрахунку вогнестійкості відсутні [4]. Складність проблеми полягає у тому, що існуючі нормативні документи пропонують тільки емпіричну формулу для визначення критичної температури, що визначає втрату вогнеперешкоджаючої та теплоізолювальної здатності плит (Е і І) [4 – 6].

У більшості джерел такі плити називають «плити, що обперті по контуру» і «плити, що працюють у двох напрямках» [4, 7, 8.]. Останнє визначення більш відповідає класифікації їхніх розрахункових схем, проте також має неточності. Серед різноманіття граничних умов вільне обпирання повинне означати задання на гранях односторонніх зв'язків, що сприймають тільки вертикальні зусилля стиснення.

Точний розрахунок залізобетонних плит, що працюють у двох напрямках, достатньо складний і виконується за допомогою спеціальних програмних комплексів чисельними методами (наприклад, методом скінченних різниць, методом скінченних елементів тощо [4, 8, 9]). Розрахунок пластинчастих конструкцій виконується за формулою [7]

$$D \left(\frac{4W}{x^4} + 2 \frac{4W}{x^2 y^2} + \frac{4W}{y^4} \right) = p(x, y), \quad (1)$$

де $W = W(x, y)$ – прогин пластинки в точці з координатами x, y ; D – циліндрична жорсткість пластинки; $p(x, y)$ значення інтенсивності розподіленого навантаження в точці з координатами x, y .

Розв'язок рівняння (1) повинен задовольняти граничні умови на всіх чотирьох краях пластинки. Граничні умови визначаються конструктивними особливостями перекриття. Наприклад, за умови вільного спирання по краях прогин W і момент на краях дорівнюють нулю.

Формули для визначення моментів і поперечних сил можуть бути записані таким чином:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -D \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) \\ M_y &= -D \left(\nu \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) \\ M_{xy} &= -D (1-\nu) \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right\}, \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= -D \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) \\ Q_y &= -D \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Розрахунок пластинки з урахуванням пружнопластичних властивостей залізобетону можливий за умов використання чисельного методу скінченних різниць [8]. За цих умов достатньо отримати залежності «момент–кривизна» для перерізів із урахуванням властивостей залізобетону, в т.ч. і при високотемпературних впливах [3 – 6].

Розрахунок конструкції може бути виконаний методом скінченних елементів (МСЕ). При цьому адекватна існуючій конструкції модель МСЕ повинна враховувати всі властивості конструктивних елементів, зокрема, залізобетону [9].

Оскільки при перевірках конструкцій необхідно виконувати розрахунки по двох групах граничних станів, рекомендується розробляти дві розрахункові моделі [9]:

- спрощену – для перевірки (підбору) армування плити;
- ускладнену – практично адекватну існуючій конструкції (для визначення прогинів, переміщень тощо).

У спрощеній моделі залізобетонна плита моделюється плоскими СЕ, що деформуються за лінійним законом.

Для визначення прогинів конструкцій має бути розроблена ускладнена модель з використанням об'ємних СЕ з нелінійною залежністю деформацій бетону. Нелінійна робота залізобетону враховується за допомогою експериментально отриманих залежностей «напруження–деформації» [4] для бетону відповідного класу за міцністю при дії високотемпературного впливу. Арматура моделюється стрижньовими СЕ приведеної площі для прийнятого кроку дискретизації СЕ.

Ускладнена модель використовується при розрахунках на характеристичні величини навантажень і дозволяє в процесі силового навантаження змоделювати високотемпературний вплив заданням відповідних залежностей «напруження–деформації» для матеріалу СЕ. В результаті розрахунків можуть бути отримані чисельні величини деформацій конструкцій, а також величини напружень в елементах розрахункової схеми.

За умов вільного обпирання при високотемпературних впливах можливе відлипання країв пластинок від опор. Розрахунки конструкцій за цих умов

повинні проводитись із введенням в розрахункову схему СЕ однобічного зв'язку між вузлами, що працюють тільки на стиск і дозволяють залізо-бетонній плиті відриватися від опорного контуру. При лінійному перепаді температури по товщині плити з'являються температурні моменти. Це протирічить теоремі про те, що в одно- або багатозв'язковому тілі, яке вільне від усіх поверхневих навантажень і об'ємних сил і не має поверхонь з розривом переміщень, лінійний розподіл температури (у прямокутній декартовій системі координат) не викликає напружень [4].

Отже, якщо плита вільно лежить на 4 гранях, то її краї піднімаються за наявності температурного перепаду, а зусилля не виникають. Для виникнення температурних зусиль потрібний додаток зусиль по контуру для погашення цих переміщень або заборона вертикальних переміщень у всіх контурних точках. Створення нерозрізності підвищує несучу здатність плит: виключення з роботи нижньої, розтягнутої арматури приводить до істотнішого включення в роботу верхньої опорної арматури і надалі забезпечує просторове положення конструкції після пожежі, хоча і спричинює появу суттєвих прогинів. Природно, така конструкція після пожежі потребує огляду та ремонту, але на момент пожежі та гасіння дозволяє уникнути обвалення, тобто сприяє збереженню як конструкцій, що потрапили під дію високотемпературних впливів, так і конструкцій, що розташовані нижче (рис. 2).



Рис. 2. Загальний вигляд конструкції шатрової плити, яка отримала пошкодження під час пожежі і гасіння (руйнування захисних прошарків бетону, оголення арматури, прогини плити понад 80 мм тощо)

Температурні моменти є негативними, тобто вони викликають розтяг верхньої поверхні плити з найбільшою величиною біля контуру. Така ж картина спостерігається і при появі рівномірно розподіленого навантаження. Таким чином, поняття «плита, що оберта по контуру» допускає

наявність двостороннього зв'язку по вертикальному напрямку в опорній зоні [4].

Для розрахунку вогнестійкості мають значення температурні моменти як на контурі, так і в центрі плити, що призводять до перерозподілу зусиль у граничному стані. Величина температурних моментів залежить від характеристик міцності та деформативності бетону й арматури, геометричних характеристик (товщини плити, співвідношення сторін), характеру армування, виду крупного заповнювача.

Таким чином, у методиці інженерного розрахунку вогнестійкості при пружній схемі використовується принцип суперпозиції максимальних моментів від рівномірно розподіленого навантаження та максимальних моментів від розподілу еквівалентної температури для заданого часу дії стандартного режиму пожежі [4].

З умови рівності роботи зовнішніх сил при рівномірно розподіленому навантаженні і температурних моментів і роботи внутрішніх зусиль (згинальних моментів) у шарнірах при рівномірному армуванні плити в двох напрямках визначають граничні значення моментів.

Після проведення статичного розрахунку виконується оцінка несучої здатності плити за ускладненою деформаційною моделлю з урахуванням впливу температури на діаграми деформації бетону й арматури при нагріванні.

Висновки

1. Запропонована методика розрахунку плит перекриттів будівель з урахуванням властивостей залізобетону, в т.ч. і при високотемпературних впливах. Врахування властивостей залізобетону можливе при розрахунках з використанням як відомих ОК МСЕ типу ЛПА, SCAD, так і з застосуванням інших чисельних методів.
2. У результаті розрахунку за даною методикою можна визначити не тільки напружено-деформований стан, але і дати варіанти підсилення конструкцій за рахунок введення в розрахункову схему додаткових СЕ.

Література

- [1] Николаев Г.А., Куркин С.А., Винокуров В.А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформации конструкций: Учеб. пособие. – М.: Высш. школа, 1982. – 272 с.
- [2] Монолитные перекрытия зданий и сооружений / И.В. Санников, В.А. Величко, С.В. Сломонов, Г.Б. Бимбад, М.Г. Томильцев. – К.: Будівельник, 1991. – 154 с.
- [3] Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. – М.: Ассоциация “Пожарная безопасность и наука”, 2001. – 382 с.

- [4] Фомин С.Л. Огнестойкость железобетонных плит, работающих в двух направлениях // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник / НДІБК. – Київ: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 361 – 372.
- [5] СНиП 2.03.04–84. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстрой СССР. 1988. – 54с.
- [6] ДБН В.1.1–7–2002. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва / Держбуд України. – К.: Держбуд України, 2003. – 41 с.
- [7] Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие /А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук, А.В. Харченко, И.В. Руденко; Под ред. А.Б. Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1990. – 544 с.
- [8] Голоднов А.И., Риблов В.В. Расчет железобетонных плит, опирающихся на деформируемый контур // Збір. наук. пр. Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 2. – С. 18 – 24.
- [9] Голоднов А.И., Червинский А.Я., Лебедич И.Н. О совместном деформировании стальных балок и железобетонной плиты перекрытия // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 2. – Вип. 2. – С. 18 – 24.

Надійшла до редколегії 24.06.2009 р.

УДК 69.032:624.014.27

Визначення технічного стану відтяжок антенно-щоглових споруд логіко-ймовірнісним методом

Доан Н.Т., аспірант

ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація: Розглядається методика визначення технічного стану відтяжок щогл, що знаходяться в експлуатації, логіко-ймовірнісним методом. Надані стандартні рівні надійності відтяжок. Описані основні параметри, що впливають на технічний стан відтяжок. Розроблена шкала різних рівнів надійності, що відповідає відтяжкам із різними дефектами.

Аннотация: Рассмотрена методика определения технического состояния оттяжек эксплуатируемых мачт логико-вероятностным методом. Даны стандартные уровни надежности оттяжек. Описаны основные параметры, которые влияют на техническое состояние оттяжек. Разработана шкала надежности разных уровней, которая соответствует оттяжкам с разными дефектами.

Annotation: The method of determination of the technical state of guy-ropes of on-the-road masts is considered by probabilistic logic method. The standard levels of reliability of guy-ropes are given. Basic parameters which influence on the technical state of guy-ropes are described. The scale of reliability of different levels, which corresponds guy-ropes with different defects, is developed.

Ключові слова: антенно-щоглова споруда, відтяжки, технічний стан.

Вступ. Постановка проблеми. Довговічність антенно-щоглових споруд (АС) передусім залежить від терміну служби відтяжок, які виготовляються зі сталевих канатів. Більш як половина експлуатованих щогл на території України мають терміни експлуатації понад 25 років, що перевищує наведений у нормативній документації, який становить 10 – 20 років.

Незважаючи на це, падіння сталевих АС внаслідок дії вітрового навантаження не спостерігається, хоча конструкції АС були розраховані за різними нормативними документами та методиками.

Експлуатація системи «стовбур–відтяжка–фундамент» («С-В-Ф») залежить від технічного стану кожного з елементів. Зменшення натягу відтяжок може спричинити як зміна перерізу канату відтяжок та мехдеталей, так і релаксація напружень і податливість ґрунтів основи і фундаментів. Якщо питання корозії і натягу відтяжок контролюються під час обстежень згідно з «Инструкцией по эксплуатации металлических антенных опор радиосредств и радиотелевизионных передающих станций» [1], то податливість фундаментів при визначенні технічного стану практично не враховується.

Це свідчить про відсутність уявлення про роботу такої складної системи, як «С-В-Ф». У зв'язку з цим доцільним є проведення натурних спостережень за поведінкою щогл з метою визначення їхнього технічного стану, що дозволить з більшою вірогідністю оцінювати дійсну роботу АС і їхню довговічність. Питання дослідження технічного стану елементів щогли, а також визначення їх реальних розрахункових зусиль повинно бути предметом особливої уваги.

Мета роботи. Розроблення методики визначення технічного стану і залишкового ресурсу відтяжок у системі «стовбур–відтяжка–фундамент» антенно-щоглових споруд.

Основна частина. Досвід експлуатації антенно-щоглових споруд свідчить, що найбільш вразливим елементом щогл є відтяжки [1, 5].

У викладеній статті автором пропонується визначення технічного стану відтяжок щогл логіко-ймовірнісним методом.

Фактичну ймовірність руйнування відтяжок можна розглядати як:

$$P_{\phi} = P_{\tau} + P_{\text{д}}, \quad (1)$$

де P_{τ} – теоретична ймовірність руйнування; $P_{\text{д}}$ – додаткова ймовірність руйнування, що формується за рахунок помилок учасників будівництва.

У [6] описано методику визначення $P_{\text{д}}$, для цього використовується теорема гіпотез (формула Басса).

З якої впливає співвідношення

$$P_{\text{д}} = \frac{P_{\tau} P \left(\frac{C}{A}\right)}{[P_{\tau} P \left(\frac{C}{A}\right) + (1 - P_{\tau}) P \left(\frac{C}{A}\right)]}. \quad (2)$$

Величина ризику руйнування відтяжки

$$r = \frac{P_{\phi}}{P_{\tau}} = \frac{1}{v}, \quad (3)$$

а з розподіленням густини ймовірностей

$$f(r) = (r - 1) / \exp\left[-\frac{(r - 1)^2}{2\sigma^2}\right]. \quad (4)$$

Важливими поняттями при дослідженні технічного стану систем та їх елементів є стандартні значення ризиків аварій [4], загальноприйнятою є наступна класифікація:

- нормальний ризик (R_n);
- гранично допустимий ризик ($R_{гд}$);
- граничний ризик (R_r).

Стандартними рівнями надійності відтяжок на основі досвіду обстежень [1] були прийняті для нормального рівня надійності $P_k = 5^{-\frac{1}{n}}$, для гранично допустимого ризику $P_{гд} = 25^{-\frac{1}{n}}$, де n – величина, що залежить від кількості ярусів і відтяжок у плані.

Основними параметрами які впливають на загальний технічний стан відтяжок, є [3, 7]:

- ступінь корозії канатів і мехдеталей;
- механічні пошкодження канатів;
- конструктивність виконання анкерних та лацменних вузлів;
- технічний стан мехдеталей відтяжок;
- величина попереднього тяжіння відтяжок.

Виходячи із переліків стандартних дефектів і основних параметрів, які впливають на загальний технічний стан відтяжок, розробляється шкала рівнів надійності, що відповідає відтяжкам із різними дефектами, побудована на основі закону розподілення. Загальний рівень надійності відтяжок, що визначається як добуток елементних ризиків, порівнюється із стандартними показниками ризиків. На основі цього робиться висновок про технічний стан відтяжок.

Висновки

У даній роботі розроблена методика розрахунку технічного стану відтяжок в системі «стовбур–відтяжка–фундамент» логіко-ймовірнісним методом. Метод базується на відомих припущеннях та доводах і досить точно враховує специфіку зміни технічного стану відтяжок. Надані стандартні рівні надійності відтяжок, що підтверджуються досвідом експлуатації, обстеженнями і близькі до відомих уявлень про залишковий стан канатів і мехдеталей відтяжок, на основі яких розроблюється шкала рівнів надійності відтяжок.

Література

- [1] Инструкция по эксплуатации металлических антенных опор радиостанций и радиотелевизионных передающих станций. М.: Минсвязи СССР, 1979. – 30 с.
- [2] Голоднов О.І., Доан Н.Т. Визначення технічного стану щогл, що знаходяться в експлуатації // Коллоквиум «Расчет и проектирование пространственных большепролетных сооружений: Тез. докл. – К.: Вид-во «Сталь», 2007. – С. 38 – 40.

- [3] Жуков В.Г., Богданов Е.А., Клюев В.А. и др. Определение износа вантовых канатов порталных и башенных кранов в местах их заделки в муфты с применением дефектоскопа «ИНТРОС» // Безопасность труда в промышленности. – 2002. – №5. – С. 33 – 40.
- [4] Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций.е — К.: Изд-во Укрниипроектстальконструкция, 1999. – 210 с.
- [5] Махновский Н.Ф., Алексеев Г.А. Методы и средства контроля оттяжек мачт // Материалы Всесоюзной научно-технической конференции: «Долговечность, исследование контроль антенных сооружений»,1986 – С. 95 – 99.
- [6] Мельчаков А.П. Расчет и оценка риска аварии безопасного ресурса строительных объектов. (Теория, методики и инженерные приложения): Учебное пособие. – Челябинск: Издательство ЮУрГУ, 2006. – 49с.
- [7] Руководство по расчету элементов оттяжек мачтовых сооружений на выносливость. – М.: ЦИНИС, 1976. – 20 с.

Надійшла до редколегії 01.07.2009 р.

УДК 624.014

Особенности технологии возведения металлических дымовых конструкций в условиях действующего предприятия.

Москаленко В.И.

ООО фирма «Промбудремонт», Украина

Аннотация. Изложен опыт выполнения строительно-монтажных работ по возведению металлической дымовой трубы в условиях действующего предприятия с применением комплексного способа строительства.

Анотація. Викладений досвід виконання будівельно-монтажних робіт по зведенню металевого димаря в умовах діючого підприємства із застосуванням комплексного способу будівництва.

Abstract. Experience of implementation of buildings and installation works is expounded on erection of metallic flue in the conditions of operating enterprise with the use of complex method of building.

Техническое переоснащение производственных мощностей нефтеперерабатывающего завода АО «Укртатнафта» г. Кременчуг требует комплексного внедрения проектных решений и технологических приемов выполнения строительно-монтажных работ.

Предложенный подход реализуется при возведении металлической дымовой трубы высотой 120 м производства № 2 элементарной серы (рис. 1), переназначенной для отвода отработанных газов при производстве элементарной серы.

Выполнение комплекса строительно-монтажных работ осуществляется строительно-монтажным участком ООО «Фирма «Промбудремонт» согласно проекту ОАО УкрНИИПСК.

Возводимая дымовая труба – металлическая с наружным диаметром 2100 мм, толщиной стенки 10 мм и высотой 120 м. Поддерживающей конструкцией трубы является трехгранная башня треугольного сечения с треугольной полураскосной решеткой. От отм. 0,000 до +50,00 м – пирамидальной, а с отм. +50,00 до +115,00 м призматической формы.

Конструкции трубы выполняются из листовой стали, решетчатые конструкции башни – из труб. Материал конструкций трубы: в отм. 0,000...+115,60 м – сталь С245; в отм. +115,60...+120,00 м – коррозионно-стойкая сталь 10Х17Н13М2Т.



Рис. 1. Общий вид трубы в проектном положении
1 – монтажный кран, 2 – возводимая труба,
3 – труба, находящаяся в эксплуатации

Материал конструкций башни: пояса, распорки, диафрагмы – трубы стальные из стали; фасонки – прокат листовой из стали С255.

Опираение ствола трубы осуществляется на монолитный фундамент с глубиной залегания 4,7 м.

Для крепления футеровки внутри трубы предусмотрены горизонтальные кольцевые ребра, которые устанавливаются и соединяются с оболочкой внутри. Футеровка ствола трубы выполняется из шамотного кирпича, теплоизоляционная прослойка между стволом и футеровкой – утеплитель Rockwool Firebatts 110.

Помимо монтажа металлоконструкций трубы и башни в состав работ входит противокоррозионная защита лакокрасочными материалами наружной поверхности металлоконструкций дымовой трубы и башни, наружной и внутренней поверхности газохода.

Внутренняя поверхность трубы подвергается воздействию агрессивных выделений производства серы и высокой температуры (температура исходящих газов свыше 500 °С).

Для обеспечения требуемой долговечности и эксплуатационной пригодности внутренняя поверхность металлоконструкций трубы защищается путем нанесения рулонного армированного материала «ТехноПластРулон» по слою «ТехноПластПаста» на подготовленную внутреннюю поверхность [1].

Грунтовые воды в месте возведения трубы – агрессивные. Для защиты бетона предусмотрена гидроизоляция боковой поверхности фундамента горячим битумом в два подхода.

Поставка конструкций трубы на монтажную площадку в виде элементов заводского изготовления осуществляется отправочными марками:

- листовые цилиндрические оболочки трубы (рис. 2);
- элементы решетчатых металлоконструкций (рис. 3);
- конструкции площадок, лестниц, вспомогательных элементов.



Рис. 2. Отправочный элемент трубы



Рис. 3. Монтажный элемент башни после укрупнительной сборки

При разработке проекта производства работ с учетом нормативных требований [1] выбирается наиболее рациональное использование монтажных механизмов при минимизации затрат и снижении трудоемкости возведения сооружения.

В результате экономического сравнения вариантов с целью сокращения сроков строительства и скорейшего ввода в эксплуатацию объекта принимается комбинированная схема монтажа.

На начальном этапе строительства способом последовательного монтажа наращиваются конструкции до отм. + 55,00 м (рис. 4). С отметки + 55,00 м до отм. + 120,00 м используется способ подращивания трубы с установкой конструкций башни подъемным механизмом (балкой-укосиной), смонтированным в верхней части трубы.

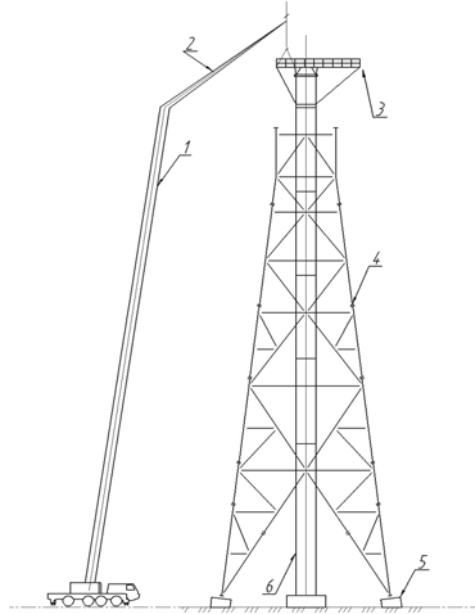


Рис. 4. Стадия монтажа конструкций в отметках 0,000...+65,000
1 – стрела монтажного крана Н = 58 м; 2 – гусек монтажного крана L = 10,5 м;
3 – балка – укосина; 4 – башня; 5 – фундамент; 6 – труба.

Монтаж элементов конструкций с отметки 0,000 до отметок: +55,00 м (башни), +60,80 м (трубы) выполняется с помощью монтажного крана, при этом основным монтажным механизмом является кран LIEBHERR LTM 1095-51 грузоподъемностью 95 т с длиной стрелы 58 м и длиной гуська 10,5 м.

На следующем этапе строительства используется второй способ монтажа, который предусматривает предварительное обустройство на установленной верхней части трубы и нижней расширяющейся части башни монтажными приспособлениями:

- канатно-блочный подъемник $Q = 90$ т с системой полиспастов, расположенный в нижней части башни на отм. +14,90 м (рис. 5);
- подъемный механизм (балка – укосина) грузоподъемностью 2 т в верхней части смонтированной трубы (рис. 6).

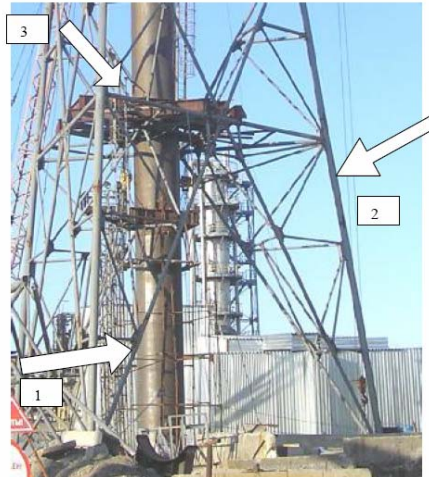


Рис. 5. Система «подращивания» трубы
1 – элемент «подращивания» трубы; 2- башня;
3 – опорная конструкция канатно-блочного подъемника

Используемая система полиспастов подращиванием секций трубы на отметке 0,000 последовательно поднимает установленную часть конструкции в проектное положение.

С помощью монтажного механизма выполняется монтаж решетчатых конструкций башни, конструкций лестниц и площадок, осуществляется подача строительных материалов.



Рис. 6. Общий вид расположения монтажного механизма.

На первой и второй стадиях монтажа трубы для укрупнительной сборки монтажных блоков конструкции на монтажном стенде (рис. 7) используется вспомогательный кран МКГ-25 БР грузоподъемностью 25 т .



Рис. 7. Конструкции башни на стенде укрупнительной сборки

Существующее место строительства трубы характеризуется стесненными условиями застройки действующего предприятия (площадка «Производства № 2»). Работы по монтажу конструкций выполняются без остановки процесса производства элементарной серы АО «Укртатнафта». Это потребовало разработки мероприятий по защите технологического оборудования от возможного попадания брызг сварки и других предметов. Для этого выполняются защитные укрытия в виде стенового ограждения и навесов (рис. 8).



Рис. 8. Защитное укрытие технологического оборудования «Производства № 2»

Работы по монтажу вспомогательных ограждающих конструкций укрытия выполняются на стадии нулевого цикла.

Сложность обеспечения совместности ведения монтажных и футеровочных работ, выполнения работ изоляции внутренней поверхности трубы требует использования технологической схемы подачи материала «снизу». Введение работ осуществляется в две смены на участках, расположенных друг над другом, что требует разработки дополнительных мероприятий по соблюдению положений техники безопасности и производственной санитарии – защите работников от возможного падения предметов, обеспечению вентиляции и воздухообмена в зоне выполнения работ внутри трубы.

Зона производства работ по устройству внутренней защиты, футеровки и теплоизоляции оснащается мобильным защитным экраном, который защищает работников участка от возможного падения предметов с высоты, повышает удобство выполнения работ, обеспечивая пропуск канатов грузоподъемных обслуживающих лебедок.

Одновременно в процессе выполнения монтажных и футеровочных работ осуществлялся постоянный геодезический контроль геометрических параметров для обеспечения проектного положения (вертикальности) ствола трубы и башни.

Применяемый комплексный подход выполнения работ по возведению трубы позволяет обеспечить высокий технологический уровень выполнения монтажа конструкций, снижая трудоемкость и стоимость строительства.

Литература

- [1] ТУ У 45,3 - 31498530.001-2003. Матеріали ізоляційні «Технопласт».
- [2] СНиП 3.01.01-85*. Организация строительного производства.

Надійшла до редколегії 07.08.2009 р.

ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ

У збірнику публікуються не опубліковані раніше та не призначені для одночасної публікації в інших виданнях статті, що містять нові результати теоретичних та експериментальних досліджень в області розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель і споруд, розроблення раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів і з'єднань, удосконалення матеріалів, технологій виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкцій будівель і споруд; пропозиції щодо розвитку і вдосконалення нормативної бази в цій галузі будівництва тощо.

Наукові статті повинні містити: опис проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими програмами чи практичними завданнями; короткий аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано вирішення даної проблеми і на які посилається автор; виділення невирішених питань або проблем, котрим присвячується стаття; формулювання цілей статті (постановка завдання); виклад основного матеріалу дослідження з обґрунтуванням отриманих наукових результатів; висновки з цього дослідження і перспективи подальших досліджень у даному напрямку.

Статті подаються українською, російською або англійською мовами у роздрукованому виді (в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті) та в електронному виді на магнітному носіїві звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 10 сторінок форматом А4 (210x297 мм), включаючи рисунки, таблиці та перелік використаної літератури. Статтю необхідно супроводжувати короткою анотацією, надрукованою українською, російською та англійською мовами. До статті потрібно додати для кожного із співавторів авторську довідку, в якій вказати прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання, місце і адресу основної роботи, посаду та контактний телефон.

Стаття набирається в редакторі Microsoft Word, шрифт Times New Roman, розмір 12 пт., міжрядковий інтервал – одинарний. У лівому верхньому кутку сторінки вказується УДК. Прізвища, ініціали авторів та назва статті – вирівнювання по центру, напівжирним. З нового абзацу подається текст статті з вирівнюванням по ширині.

Таблиці набираються шрифтом Times New Roman, розміром 10 або 9 пт. Розмір таблиці не повинен бути більше 12 см по ширині.

Формули в тексті набираються в редакторі Word Microsoft Equation або у програмі MathType шрифтом Times New Roman, розміром 11 пт., текст та змінна формули – курсивом.

Креслення, рисунки, фотокартки вставляються в текст та додатково подаються окремими файлами з розширенням .tif, .gif або .jpg за розміром по ширині 10-15 см (300 точок/дюйм).

Перелік використаної літератури оформляється відповідно до ГОСТ 7.1-84 і наводиться наприкінці статті за алфавітом. Наприклад, для книги – прізвище й ініціали автора, назва книги, місце видання й видавництво, рік видання, том (підкреслити), кількість сторінок. Не дозволяється робити посилання на неопубліковані роботи.

Кожна стаття підлягає рецензуванню, у випадку повернення статті на доопрацювання датою надходження вважається дата одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після доопрацювання стаття знову розглядається редколегією.

Дотримання зазначених вимог дозволить скоротити термін опрацювання та підготовки до друку матеріалів, що надійшли до редакційної колеґії збірника.

Розраховуємо на співпрацю.

Наукове видання

ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського науково-дослідного
та проектного інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського

Відповідальний редактор	О.В. Шимановський
Дизайн	А.В. Кучер
Комп'ютерна верстка та технічне редагування	Т.І. Лукашевич В.С. Обрезанова Г.В. Ленда

Рекомендовано до друку вченою радою ВАТ
«УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»
(протокол № 5 від 27.08.2009)

Підписано до друку 03.09.2009.
Формат видання 70x100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Умовн. друк. арк. 15,87. Обл.-вид. арк. 11,6.
Тираж 130 прим.

Видавництво «Сталь».
02660, ГСП-660, м. Київ, просп. Визволителів, 1,
тел. 229-83-51; 543-95-56
www.isdat.com.ua
