



Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського



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

Науковий збірник

Випуск 11

Видавництво «Сталь»
Київ – 2013

УДК 624.04(082)
ББК 38.112я43
З-41

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);
Гордєєв В.М., д.т.н. (заст. відп. редактора); Гуляєв В.І., д.т.н.; Кириллов В.В.;
Кордун О.І., Корольов В.П., д.т.н.; Лисицин Б.М., д.т.н.; Лебедич І.М., к.т.н.;
Оглобля О.І., д.т.н.

З-41 Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, члена-кореспондента НАН України, д.т.н., професора О. В. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2013. – Вип. 11 – 160 с.

ISBN 978-617-676-043-6

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 624.04(082)
ББК 38.112я43

АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:
вул. В. Шимановського, 2/1,
Київ 02660,
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»,
тел. 543-97-40, e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

ISBN 978-617-676-043-6

© ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», 2013
© ТОВ «Видавництво «Сталь», 2013

ЗМІСТ

Божко В.А. Нові конструктивні рішення легких конструкцій одноповерхових промислових будівель.....	5
Любин А.Е. Проблемы обеспечения надежности кожухов доменных печей и воздухонагревателей.....	12
Махінько А.В. До питання необхідності розрахунку гратчастих опор зв'язку на вітровий вплив при ожеледі.....	25
Марутян А.С. Легкие металлоконструкции из перекрестных систем, включая модули типа «Пятигорск».....	34
Шевчук Г.П. Конструктивно-технологічні рішення каркасу музею під важкі експонати в Москві по вул. В. Черемушкінській, 24.....	46
Фурсов В.В., Бидаков А.Н. Клеефанерные балки с х-образной стенкой.....	54
Югов А.М., Бондарев А.Б. Программный комплекс расчета пространственной размерной цепи для металлических стержневых конструкций.....	62
Харченко Р.Б., Крят Е.Н. К расчету по МКЭ вантово-стержневых систем.....	72
Гибаленко А.Н. Менеджмент качества противокоррозионной защиты металлоконструкций.....	79
Клименко В.З. Комментарии к отказу от нормативного метода расчета сжато-изгибаемых деревянных элементов.....	94
Голоднов К.А., Бамбура А.Н. Несущая способность сталежелезобетонных балок при повторных и знакопеременных нагружениях.....	106
Голоднов А.И., Псюк В.В., Иванов Б.В. Напряженно-деформированное состояние стальных двутавров после высокотемпературных воздействий на кромках.....	115

Кондратюк Е.В. Особенности конструирования и расчета сталежелезобетонных балок при свободном опирании плит.....	123
Гибаленко А.Н. Диагностика коррозионной опасности металлоконструкций объектов долговременной эксплуатации.....	131
Фомина И.П., Голоднов А.И. Обоснование продления срока эксплуатации стальных балок.....	140
Отрош Ю.А., Ткачук І.А., Семиног М.М. Вплив технологічних факторів на вогнестійкість залізобетонних плит.....	148
Вимоги до оформлення статей.....	156

УДК 624.014

Нові конструктивні рішення легких конструкцій одноповерхових промислових будівель

Божко В.А., к.т.н.

ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація. В статті розглядаються нові захищені патентами України рішення легких конструкцій одноповерхових промислових будівель, а саме: ферм і наскрізних колон, також розглядаються питання їх розрахунку із застосуванням комп'ютерних програм з урахуванням розрахункових схем та їх конструктивних особливостей.

Аннотация. В настоящей статье рассматриваются запатентованные в Украине решения легких конструкций одноэтажных промышленных зданий, а именно: ферм и сквозных колонн, а также вопросы применения существующих компьютерных программ, которые в расчете учитывают конструктивные особенности предложенных решений.

Abstract. The article highlights new structural solutions of the light-weight industrial buildings patented in Ukraine, namely: the trusses and the columns, as well as the matters of their design when using the existing computer programs taking into account the analytical models and their structural differences.

Ключові слова: металеві конструкції, легкі ферми, двогілкова наскрізна колона, кутики.

В останні роки в промисловому будівництві, практично повсякденно, застосовуються металеві конструкції. І якщо в будівництві цехів великих розмірів із багатотонними мостовими кранами конструктивні елементи за останні 50...70 років мало змінилися, то такі елементи в легких конструкціях одноповерхових промислових будівель зазнали суттєвих змін.

Традиційним елементом покриття промислової споруди була і залишається ферма, яка багато років, переважно, виконувалася зі спарених кутиків, які обов'язково мали бути зцентровані в вузлах, внаслідок чого з'єднання в вузлах виконувалося за допомогою фасонки, а також багатьох елементів так званих «прокладок» між спареними кутиками. Кращого рішення для виникнення корозії знайти важко, але останнє застосовувалося протягом 100 років, і, на жаль, сьогодні ще продовжує застосовуватись.

В останні роки були спроби використання для елементів ферми холодногнутих зварних прямокутних профілів. У деякій мірі вони застосовуються і сьогодні завдяки наявності в республіці Білорусь у м. Молодечно заводу з виготовленням таких профілів. Але їх сортмент

обмежений, і профілі мають поперечні перерізи невеликої площі. Виготовлення цих ферм передбачає спеціальне обладнання зі зрізом останнього під різними кутами, що збільшує трудомісткість виробництва таких ферм. Далі буде розглянута ефективна пропозиція часткового використання конструкції такої ферми з застосуванням сортаменту Європейських держав та Сполучених Штатів Америки.

Були рішення стосовно використання для елементів важких ферм двотаврових прокатних профілів, але широкого застосування такі рішення сьогодні не мають.

І раніше, а деколи і сьогодні, для легких ферм використовували одиночні кутики, які створювали несиметричну в поперечному перерізі ферму, внаслідок чого елементи ферми сприймали дію моментів у площині та кручення з площини навантаження.

Головною проблемою щодо конструювання ферми раніше була вимога центрації в кожному вузлі всіх елементів решітки, які з'єднуються в цьому вузлі. Ця вимога пояснювалася необхідністю точності статичного розрахунку, оскільки поява моменту в вузлі ускладнювала розрахунок та вимагала виконувати розрахункову схему в вигляді стрижнів із жорстким з'єднанням у вузлі, замість стандартного шарнірного.

Перехід сьогодні на статичні розрахунки ферм за допомогою ПК за стандартними програмами, такими як SCAD, Staad, Ram Advance, Autodesk Robot Structural Analysis та інші, в яких початкова розрахункова схема передбачає жорсткі вузли з'єднання елементів, спростила до мінімуму трудомісткість розрахунку і, головне, довела інженеру-проектувальнику, що реально необхідні ексцентриситети в вузлах ферм створюють підвищення напруги в елементах внаслідок наявності моменту не більше, ніж на 5 %.

ДБН В.2.6-163:2010 «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу», п. 1.13.3 «Ферми і структурні плити покриття», дуже обережно не заперечують можливість ексцентриситету в вузлах ферм. Але, на жаль, весь розділ цього пункту «забуває», що розвиток і застосування сучасних обчислювальних комп'ютерних комплексів дозволяє виконувати розрахунки об'єктів будь-якої складності, і спрощувати роботу інженеру-проектувальнику або, взагалі, комп'ютеру зовсім не потрібно. 10.07.2009 р. групі авторів у складі Шимановського О.В., Перельмутера А.В. та Божка В.А. було видано патент України на вихід № 87372 «Ферма з одиночних кутиків». До складу такої ферми входять верхній та нижній пояси та решітка, при цьому, на противагу відомій фермі з одиночних кутиків, верхній та нижній пояси в запропонованій фермі розташовані симетрично у вертикальній площині

ферми, при цьому полиці кутиків верхнього поясу розташовані похило під кутом 45° вниз, а, відповідно, нижнього поясу – 45° вгору; елементи решітки розташували між верхнім та нижнім поясами так, що їх обушки співпадають з обушками поясів і розташовані на вертикальній осі симетрії ферми (рис. 1). Суттєвою особливістю ферми є практична відсутність в ній фасонки. З'єднання елементів решітки у вузлах відбувається з технічними ексцентриситетами (тобто з ексцентриситетами, які забезпечують надійність та технологічність виконання зварювання у з'єднанні).

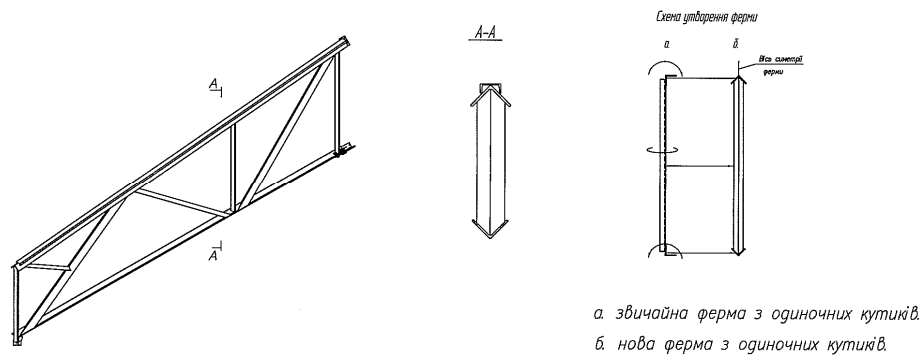


Рис. 1. Симетрична напівферма з одиночних кутиків

Сьогодні, в зв'язку з вимогою центрації вузлів, застосовуючи в розрахунках ПК та відповідні програми розрахунку, можна з упевненістю сказати, що єдина вимога, хоч до ферм, хоч до конструкції типу балки Веренделя, є вимога відповідності розрахункової схеми конструктивному рішення, що повністю відповідає ГОСТ 2.7751-88 (СТ СЭВ 384-87) із доповненнями від 21.12.93 р. «Надежность строительных конструкций и оснований», п. 1.6.

Значення цих ексцентриситетів відображається при автоматичному створенні розрахункової схеми з попередньо намальованої фактичної конструкції ферми. Подальший розрахунок навантаженої ферми надає в усіх елементах повздовжнє зусилля $N_{ж}$ (жорсткі вузли) та згинальний в елементах момент M . Як показує досвід комп'ютерного розрахунку, зусилля $N_{ш}$ (шарнірні вузли) в елементах більше зусилля $N_{ж}$. Розрахункові напруги $\sigma_{ш}$ від повздовжнього зусилля $N_{ш}$ при $M=0$ та $\sigma_{ж}$ від повздовжнього зусилля $N_{ж}$, а також $M \neq 0$ мало чим відрізняються, таким чином, економічний ефект цього конструктивного рішення для легких ферм передбачений.

Повертаючись до конструкції легкої ферми з трикутковою решіткою з гнutoзварних квадратних профілів слід визнати її як ферму прогресивного рішення, але її використання обмежене внаслідок застосування сталевих гнутих замкнутих зварних квадратних та прямокутних профілів за ГОСТ 30245-2003, які мають поперечний переріз площею тільки до 132,1 см². Висока і трудомісткість виготовлення цих ферм внаслідок виготовлення елементів трикутної решітки при косому (не ортогональному до осі елемента) зрізу.

Суттєво поліпшується конструкція, в деякій мірі, схожої ферми при виконанні останньої з поясів із застосуванням аналогічних ГОСТ 30245-2003 профілів ОТУА, які мають площу до 297,13 см², профілів ASTM площею 466,98 см² та профілів EN 10210 (UK) площею 1014,796 см² (розмір перерізу 700x700 мм із товщиною 40 мм), які дають можливість виконувати запропоновані ферми практично при будь-якому навантаженні з прогоном до 48 метрів.

В таких фермах між поясами, безпосередньо, з певним кроком, приварені стійки, виконані з таких самих або менших профілів. Решітка ферми, яка передбачена переважно в зоні з великим поперечним зусиллям, виконана з 2-х кутиків. Кутики приварюються безпосередньо до відповідних вертикальних площин верхнього та нижнього поясів ферми. Таким чином, всі діагональні розкоси, які за схемою встановлення розтягнуті, дозволяють бути виконаними з 2-х паралельних кутиків із високонадійною приваркою останніх по обуху та перу. На рис. 2 зображена ферма з гнutoзварних замкнутих профілів, із розкісною частковою решіткою з кутиків. Комп'ютерний моніторинг схеми зусиль ферми та навантажень дозволяє оптимально ставити розтягнуті діагональні елементи, починаючи з зони більшого поперечного зусилля (від опори).

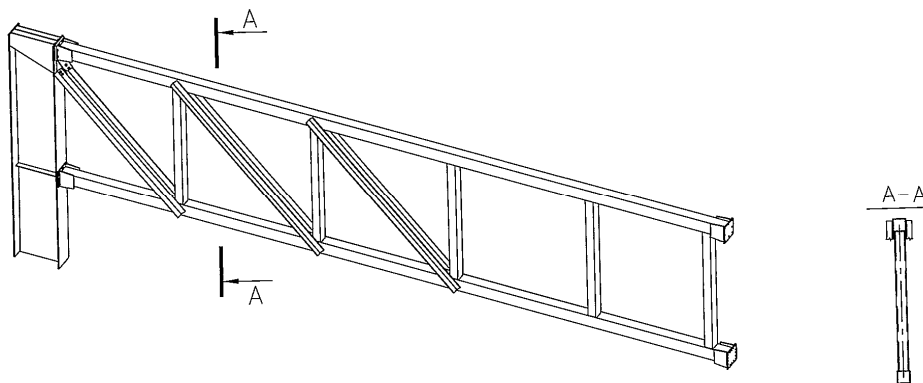


Рис. 2. Загальний вигляд напівферми з розкісною частковою решіткою

Таким чином, запропонована на одержання патенту України заявка на винахід № 201301218 від 01.02.2013 р. «Ферма з гнutoзварних замкнутих профілів з розкiсною частковою решiткою з кутиків» (автор Божко В.А.) може бути застосована для покриття промислової споруди зi спiранням на ферми безпосередньо профiльованого сталевого настилу, або з вузловим спiранням на них iнших елементiв покриття, наприклад, шпренгелiв за декларацiйним патентом на винахід № 2001042397 від 10.04.2001, автори Шимановський О.В. та Божко В.А.

Другим за вiдповiдальнiстю елементом промислової одноповерхової будiвлi пiсля ферми є колона. При достатньо великих параметрах будiвлi, наявностi вантажопiдйомних кранiв останнi виконуються з двох гiлок, з'єднаних решiткою, виконаною за трикутнiковою схемою. Решiтку встановлюють переважно по габариту гiлок в двох площинах. Суттєвим недолiком таких колон є багатoeлементнiсть внаслiдок фасонки, якi приварюються по габариту гiлок, при цьому габарити обох гiлок повиннi бути однаковими. Деякi двогiлковi наскрiзнi колони, переважно в легких одноповерхових будiвлях, мають решiтку з кутиків, розташованих по осi перерiзу гiлок. Але цi колони мають по осi гiлок фасонки для крiплення кутиків решiтки, що в деякiй мiрi зменшує просторову жорсткiсть колони та вимагає встановлення дiафрагм.

Для вдосконалення конструкцiй двогiлкової наскрiзної колони була запропонована колона з решiткою, виконаною з одиночних кутиків, якi розташованi в планi перерiзу колон симетрично осi колони, що проходить через двi гiлки. Кутики розмiщенi по осi решiтки обушком догори. По лiнii дотику кутика з гiлками колони полицi кутика зрiзанi i безпосередньо приваренi до гiлок колони («Двогiлкова наскрiзна колона». Патент України на винахід № 2010 10011 від 13.08.2010, автор Божко В.А.).

В запропонованому рiшеннi двi гiлки колони можуть бути рiзними за габаритом, що дуже суттєво для конструкцiї. Гiлки колони з'єднуються по осi колони трикутною решiткою з кутиків, розташованих обушками догори, при цьому полицi кутиків мають похил 45° вiд вертикалi. По лiнii дотику полиць кутика з гiлками полицi кутика зрiзуються та приварюються кутковими швами з двох сторiн безпосередньо до гiлок (рис. 3). Найбiльш оптимальний кут похилу решiтки 45° . Це забезпечує надiйнiсть та жорсткiсть з'єднання, оскiльки довжина швiв перебiльшує довжину полиць кутика на 40 %. Ексцентриситет решiтки в вузлах приварення до гiлок створює деякий мiсцевий вузловий момент, але оскiльки таких моментiв достатньо багато, то, як показують виконанi з застосуванням ПК розрахунки напружено-деформованого стану колони, останнiй викликає збiльшення напруги не бiльше 5 %.

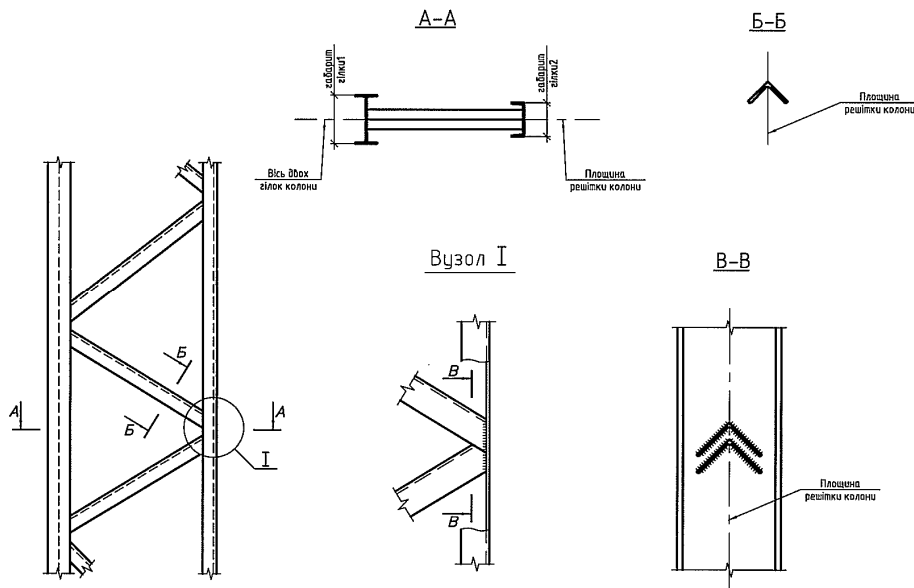


Рис. 3. Двогілкова наскрізна колона з одноплощинною решіткою

Взагалі, приварювання кожного кутка до гілки колони шириною 1,4 полиці кутка практично створює діафрагму наскрізної колони, яка підвищує просторову жорсткість та надійність її роботи.

Висновки

1. Основними конструкціями одноповерхових промислових будівель є ферми та колони, і від раціональності, трудомісткості та економічності їх вирішення залежить ефективність всієї споруди.
2. Конструкції ферм та наскрізних колон треба виконувати безфасонними у вузлах, за винятком вузлів спирання конструкції та їх монтажного з'єднання, використовуючи запропоновані рішення.
3. Виконання основних конструктивних елементів (ферм, колон) треба вирішувати з оптимально ефективними і раціональними конструктивними рішеннями, незважаючи на ексцентриситети в вузлових з'єднаннях елементів. Існуючі комп'ютерні програми статичних розрахунків конструкцій не потребують ніяких спрощень, які, на жаль, передбачають ДБН В.2.6-163:2010 і враховують як фактичну жорсткість вузлів, так і фактичні ексцентриситети.

4. При достатньо великих прогонах та навантаженнях ефективним є використання гнutoзварних прямокутних коробчастих профілів за схемою, яка дозволяє ефективно використовувати ці профілі в роботі на тиск та згин при великій повздожній жорсткості, та прокатних кутиків, які сприймають виключно розтяг та встановлюються в зонах великого поперечного зусилля в фермі. Найбільший ефект застосування таких ферм може бути досягнутий при використанні гнutoзварних коробчастих профілів Британського сортаменту EN 10210 (УК).

Надійшла до редколегії 23.05.2013 р.

УДК 669.162.213

Проблемы обеспечения надежности кожухов доменных печей и воздухонагревателей

Любин А.Е., к.т.н.

Корпорация «Промстальконструкция», Украина

Анотація. Розглянуті питання міцності кожухів доменних печей і повітрянагрівачів та її зв'язок із технологічними процесами. Наголошується визначальний вплив параметрів роботи на всіх стадіях експлуатації, особливо на пусковому етапі, на міцність футерування і напружений-деформований стан кожухів. Наведені рекомендації щодо оптимізації умов уведення в експлуатацію агрегатів, що мінімізують дії на кожухи і забезпечують їх тривалу надійну експлуатацію.

Аннотация. Рассмотрены вопросы прочности кожухов доменных печей и воздухонагревателей и ее связь с технологическими процессами. Отмечается определяющее влияние параметров работы на всех стадиях эксплуатации, особенно на пусковом этапе, на прочность футеровки и напряженно-деформированное состояние кожухов. Приведены рекомендации по оптимизации условий ввода в эксплуатацию агрегатов, минимизирующие воздействия на кожухи и обеспечивающие их длительную надежную эксплуатацию.

Abstract. The problems concerning the durability of casings of blast-furnaces and air-heaters are considered in connection with the engineering processes. Defining influence of the operation parameters on the durability of the brick-lining and deflected mode of casings is marked at all stages of the service life, especially on the running-in stage. Recommendations are made concerning optimization of commissioning terms for aggregates to minimize affecting the casings and to provide their long-life reliable performance.

Ключевые слова: доменная печь, воздухонагреватель, кожух, футеровка, прочность, пусковой период, длительная эксплуатация, промышленная безопасность.

Одной из главных характеристик служебной надежности и промышленной безопасности сооружений доменного комплекса является прочность кожухов доменных печей и воздухонагревателей. Именно на них в большинстве случаев сказываются изменения эксплуатационных параметров, нарушения технологических процессов, различного рода нештатные ситуации и пр.

Значительное количество простоев доменных цехов происходит по причинам, связанным с повреждением кожухов агрегатов. Так, по данным [1], количество аварий, связанных с кожухами доменных печей, составляет 6 % от общего числа простоев и 8 %, связанных с кожухами воздухонагревателей, а по данным [2] увеличение частоты простоев на 5 % снижают удельную производительность печи на 25–30 %.

Поэтому, проблема надежности кожухов доменных печей и воздухонагревателей является приоритетной, в связи с чем большое внимание должно быть обращено на критерии, обеспечивающие их надежную работу, главные из которых следующие:

- качество стали;
- температура в период эксплуатации;
- уровень напряженно-деформированного состояния в период эксплуатации.

Соответствие этих критериев требованиям прочности и надежности дает возможность кожухам нести силовую нагрузку во все периоды работы, включая пусковые, а также пиковые ситуации, возникающие при нарушении эксплуатационных режимов.

Большое влияние на надежность кожухов оказывают параметры и характер ведения технологического процесса. Имея в виду недостаточную формализацию действующих нагрузок, их, в большинстве случаев, случайный по величине и другим параметрам характер связи с технологическим процессом, его нарушение приводит к нестабильности напряженного состояния этих конструкций.

Для кожуха доменной печи это, в первую очередь, относится к работе системы охлаждения, когда выход из строя холодильников приводит к «прогарам» футеровки, дополнительным напряжениям в кожухе из-за его местных перегревов или локального охлаждения наружным поливом, периферийному или канальному ходу печи, «обрывам» зависшей шихты, и т. п.

В связи с этим очевидно, что собственно оболочки кожухов не в состоянии сами обеспечить надежную работу агрегатов. Не менее важна при этом роль сопутствующих элементов и процессов – системы охлаждения печи, футеровки, движения потока газов и пр.

По выводам [3] обеспечение надежности кожуха доменной печи является задачей многофакторной, решение которой связано с материалом кожуха, технологическими параметрами дутья, уровнем обогащения его кислородом, свойствами загружаемых в печь материалов, физико-механическими характеристиками материалов футеровки, типами примененных холодильников, работой системы охлаждения, стабильностью технологического режима и т. п.

Надежная эксплуатация и долговечность кожухов доменной печи и воздухонагревателей зависят не только от соответствия проекту технологических параметров и условий работы агрегатов, но и от эксплуатационных мероприятий, проводимых по результатам систематического наблюдения за конструкциями и контроля их технического и напряженного состояния.

Все эти факторы не носят стабильного характера и весьма трудно поддаются учету и теоретическому и расчетному анализу. Поэтому важнейшим направлением, обеспечивающим достаточную надежность конструкций, является контролируемая правильная эксплуатация всего агрегата. В сочетании с упомянутыми выше критериями она позволяет вести нормальный технологический процесс и исключить нештатные ситуации.

Проблема необходимости обеспечения надежности кожухов обостряется тем, что, кроме прямых затрат на ремонты, предприятия несут убытки от простоев агрегатов, а возможные аварии чреваты большими разрушениями с тяжелыми последствиями. Поэтому срок надежной эксплуатации связан с убытками предприятия вследствие аварийных ремонтов. Если учесть непрерывный характер доменного производства, то убытки в данном случае будут особенно велики.

В связи с прогрессирующим развитием технологических процессов доменного производства длительность эксплуатации агрегатов связана также с проблемой значительной разницы в сроках физической и моральной долговечности сооружений. И если срок физической долговечности кожухов определяется в среднем 50–60 лет, то моральная долговечность, как правило, не превышает 10–20 лет.

Для кожухов доменных агрегатов характерны следующие основные причины, влияющие на снижение физической долговечности конструкций:

- старение металла по причине образования свободного цементита при рекристаллизации, возникающей при нагреве конструкций до температуры 100–200 °С и более, возникающем в процессе эксплуатации. При этом происходит сильный рост зерен, снижающий механические характеристики стали, в том числе, и возникновение тепловой хрупкости;
- повреждения кожухов в процессе эксплуатации.

Одной из основных особенностей кожухов доменных агрегатов является также зависимость их надежности и долговечности от условий ввода их в эксплуатацию. Эта взаимосвязь просматривается как при вводе в эксплуатацию новых агрегатов, так и при пуске их после капитальных ремонтов.

Обобщенный критерий оптимального ввода агрегата в эксплуатацию состоит в рациональном регулировании технологических параметров на этом этапе, с целью оптимизации нагрузок и воздействий на кожух от футеровки как основных составляющих в общем напряженном состоянии.

Поскольку снизить нагрузки на кожух от воздействия футеровки можно только путем обеспечения компенсации ее температурных деформаций, основная задача состоит в том, чтобы повышение эксплуатационных параметров работы агрегата – температуры и внутреннего давления – происходило последовательно, одновременно с реализацией этих деформаций футеровкой и выгорающими материалами заполнения кольцевых зазоров.

Несоблюдение этой последовательности может привести к появлению чрезмерных нагрузок на кожух агрегата, высокому уровню напряжения, трещинообразованию и ограничению в дальнейшем технологических параметров эксплуатации.

Такой принцип оптимизации нагрузок на кожухи характерен и для кожуха доменной печи и для кожуха воздухонагревателя.

В безопасности кожухов большую роль играет своевременность корректировки технологических параметров при задувке доменных печей, вводимых в эксплуатацию после капитального ремонта, особенно после капитального ремонта, выполненного без предварительного слива чугуна из ямы разгара лещади. Характер динамики напряженно-деформированного состояния кожуха лещади в этом случае зависит от сроков простоя печи на ремонте и объема оставшегося в яме разгара лещади печи не слитого чугуна.

В случае, если простой печи продолжался длительное время, достаточное для застывания оставшегося в яме разгара лещади чугуна (образования «козла»), и объем его велик, при повторной задувке печи после ремонта на кожух лещади будут действовать дополнительные нагрузки значительной величины, связанные с расплавлением и температурным расширением этого чугуна. Эти нагрузки действуют на протяжении всего периода до полного расплавления «козла» и без соответствующей контролируемой корректировки параметров технологического процесса задувки могут привести к превышению напряжениями в кожухе лещади предела текучести стали, что опасно возможным возникновением нештатных ситуаций, вплоть до разрушения кожуха и прорыва жидкого чугуна.

Соответствующее ведение технологического процесса с применением управляющих мер, направленных на исключение воздействий «пиковых» нагрузок на кожух, позволяет в такой ситуации обеспечить его надежность и долговечность, в том числе, и при будущей длительной эксплуатации.

Что касается кожухов воздухонагревателей, то здесь условия разогрева и ввода в эксплуатацию агрегатов в большой степени определяют их общую надежность и долговечность эксплуатации.

В частности, разогрев воздухонагревателя, характеризуемый интенсивностью подъема температуры футеровки, составом носителей тепла, местом ввода их в воздухонагреватель и организацией отвода продуктов сушки, оказывает существенное влияние на длительную прочность огнеупоров и возможность возникновения начальных повреждений футеровки. Эти повреждения при дальнейшей эксплуатации прогрессируют и приводят к сокращению сроков межремонтных периодов и снижению надежности и долговечности агрегата.

При термическом расширении футеровки в период разогрева, когда выгорающие материалы, заполняющие кольцевые компенсационные зазоры, еще не выгорели и препятствуют этому расширению, появляются чрезмерные нагрузки на кожух и высокая степень сжатия кладки, что может привести к ее растрескиванию, последующему разрушению и связанному с этим проникновению горячего воздуха к кожуху.

В связи с этим, в случае наблюдаемого нарастания напряжений в кожухе, следует обеспечить возможность температурного расширения кладки путем создания условий для ускоренного выгорания прокладок, заполняющих компенсационные зазоры [4]. Для этого целесообразно прекратить дальнейший подъем температуры и поставить аппарат на так называемый «поддув», что приводит к быстрому выгоранию прокладок и, соответственно, снижает уровень напряженного состояния кожуха.

Корректировка хода разогрева воздухонагревателя с целью снижения уровня первоначальных напряжений в кожухе и футеровке и, тем самым, исключения начальных повреждений позволяет обеспечить более высокую стойкость конструкций в процессе эксплуатации.

Взаимосвязь условий ввода воздухонагревателей в эксплуатацию с их общей надежностью говорит о целесообразности и необходимости управления взаимодействием кладки и кожуха, что позволяет предотвратить разрушения футеровки и кожуха, увеличить рабочие параметры дутья, сократить время пуска агрегата и обеспечить его дальнейшую безаварийную эксплуатацию.

Надежность работы кожухов доменных печей и воздухонагревателей, как отмечалось, связана не только с нагрузками и воздействиями, но и, в значительной степени, с эксплуатационными параметрами технологического процесса, влияющими, как по их совокупности, так и отдельно, на напряженно-деформированное состояние кожухов. К ним следует отнести:

- параметры технологического процесса;
- параметры конструктивной формы;
- параметры технического состояния.

Прочность и долговечность кожуха доменной печи в большой степени зависит от физико-механических характеристик материалов систем «кожух-холодильники-компенсационный слой-футеровка», а кожуха воздухонагревателя – «кожух-компенсационный слой-футеровка» и также температурного режима работы.

Все это определяет уровень напряженно-деформированного состояния кожухов, распределение напряжений по высоте, в сечениях и во времени. В ряде случаев, при определенном сочетании различных параметров влияния, напряжения могут достигать запредельных значений, при которых возникают трещины и разрывы кожуха.

Высокие температуры, при которых протекают технологические процессы в доменной печи, оказывают значительное влияние на прочность и долговечность системы «кожух-холодильники-компенсационный слой-футеровка». Они создают не только изменяемые во времени термические воздействия, но и приводят к связанным с ними значительным механическим нагрузкам от распора футеровки. Проблема воздействия температуры осложняется тем, что ее распределение внутри печи нестабильно и зависит от многих технологических факторов – качества шихтовых материалов, движения газовых потоков, количества и температуры дутья и пр.

Картина температурных полей внутри доменной печи показывает весьма сложное распределение изотерм, которое в процессе эксплуатации печи может меняться. Температура по сечению печи и ее равномерность определяются качеством шихтовых материалов и их распределением на колошнике. При нормальной работе печи максимальная температура возникает у оси печи, а у стен печи она несколько ниже, и изменение температуры описывается плавной кривой. При нарушениях в распределении материалов и газов изменяется и характер распределения температур по сечению печи. При периферийном ходе газов температура кладки еще более увеличивается.

Изменение температуры, как материалов, так и газов по высоте печи, вызываемое теплопередачей от двигающихся вверх газов к опускающимся вниз материалам, происходит также неравномерно, что, соответственно, приводит к неравномерному полю нагрузок на футеровку и кожух. В нижней части печи при температуре выше 1400–1500 °С теплообмен между газами и материалами происходит наиболее интенсивно. В этой зоне тепло расходуется не только на нагрев материалов, но и на процессы, идущие с поглощением тепла, но без изменения температуры материалов (расплавление шихты, прямое восстановление элементов). В результате в этой области происходит резкое падение температуры газов и материалов

до 500 °С, что, в свою очередь, вызывает изменение напряженного состояния. В верхней части печи теплообмен между газами и шихтой снова усиливается, что связано с загрузкой в печь холодных материалов.

Велико влияние технологических параметров в зоне лещади доменной печи. Здесь в начале кампании печи происходит разгар лещади – «вымывание» футеровки, образование полости, постепенно заполняющейся жидким чугуном, который вызывает дополнительное давление на кожух.

При таком разгаре кладки лещади и образовании ямы, заполненной жидким чугуном, потери тепла через холодильники возрастают, увеличивая тепловые воздействия на кладку и, тем самым, увеличивая ее износ.

Отсюда очевидно, что характерной особенностью кожуха доменной печи является его работа при специфических нагрузках и воздействиях, вызванных особенностями технологического процесса и значительно усложняющими и ухудшающими условия эксплуатации.

К основным, наиболее важным технологическим воздействиям и состояниям, отличающим работу кожухов от работы строительных конструкций и влияющим на их прочность и надежность, следует отнести взаимосвязь между параметрами технологического процесса и температурных полей внутри агрегата, затрудняющую формализацию их учета при оценке прочности и надежности конструкций, которая, в свою очередь, зависит от многих неформализованных воздействий, в том числе, для доменной печи:

- термических воздействий, определяемых технологическим процессом, а также возможным нарушением работы системы охлаждения печи, вызывающим перегрев кожуха и связанное с этим снижение прочностных характеристик стали, неравномерные деформации конструкций и изменение физико-механических характеристик материалов.
- давления газовой среды и возможности его резкого повышения при нарушениях режимов технологических процессов;
- механического воздействия футеровки, с учетом неформализованного поведения всей системы «кожух-холодильники-компенсационный слой-футеровка» в процессе эксплуатации при ее термическом расширении;
- постепенного разрушения и, тем самым, неформализованного изменения давления на кожух (например: температурный рост чугунных холодильников доменной печи при их недостаточном охлаждении, разрушение кладки лещади доменной печи и скопление в ней затвердевшего чугуна, распор кладки шахты доменной печи под воздействием отложений чугуна в ее швах и порах, особенно

- при работе на цинкосодержащих рудах, что приводит к увеличению давления на кожух, его деформациям, образованию трещин и т. п.);
- активной коррозии кожуха под влиянием постоянно действующей агрессивной газовой среды, колошниковой пыли и воды;
 - абразивного износа футеровки под воздействием сыпучих материалов и взвешенных в газовом потоке частиц колошниковой пыли;
 - нестабильности технологических процессов, связанной с изменением состава шихты, состоянием конструкций, выплавкой чугуна разных марок и т. п., приводящей к резкому увеличению нагрузок, возможности возникновения аварийных ситуаций при перегревах кожуха доменной печи, прорывам чугуна через кожух доменной печи, выходу из строя приборов автоматического управления и контроля работы оборудования и т. п.;
 - динамических воздействий при осадке шихты в доменной печи, грузоподъемных средств, динамических ударов оборудования и пр.;
 - трудностей в обеспечении непрерывности технологического процесса и необходимости бесперебойной эксплуатации всех технологических агрегатов и сведения к минимуму остановок, связанных с ремонтами и заменой оборудования.

Нагрузки и воздействия на кожух воздухонагревателя более стабильны и формализованы, однако вызываемое ими напряженное состояние кожуха также неоднородно по периметру кольцевого сечения и по высоте.

Кожух воздухонагревателя, как и кожух доменной печи, работает в условиях двухосного (и на отдельных участках в районах концентраторов напряжений трехосного) напряженного состояния под воздействием внутреннего давления газовой среды и термического расширения футеровки. Наиболее напряженная часть кожуха расположена в районе верхней высокотемпературной зоны, где футеровка подвергается интенсивному термическому воздействию.

Внутреннее давление газовой среды действует циклически, что технологически связано с работой воздухонагревателя в режимах «нагрев-дутье», и что, с точки зрения воздействия на кожух, вызывает знакопеременные усилия в нем, которые могут привести к развитию малоциклового усталости материала кожуха, снижающей его длительную прочность.

При эксплуатации воздухонагревателя возможно также пульсирующее воздействие горения газа в горелках с критическим значением режима, после которого может произойти обрушение футеровки камеры горения. По этой или иной причине целостность футеровки может нарушаться, кожух в этих случаях перегревается и работает в условиях тепловых ударов.

Несимметричность в горизонтальном сечении воздухонагревателя со встроенной камерой горения является причиной возникновения значительных термических напряжений в огнеупорной кладке и кожухе. Известное явление наклона внутренней камеры горения в сторону насадки на величину до 400 мм приводит к разрушению верхней части насадки и дополнительному воздействию на кожух.

К технологическим параметрам, влияющим на напряженно-деформированное состояние кожухов воздухонагревателей, можно отнести также непостоянство температуры дутья в начальный и конечный периоды работы воздухонагревателя «на дутье». В начальный период, сразу же после нагрева, насадка еще не охладилась, и воздух нагревается до более высокой температуры, чем через некоторый интервал времени, когда температура насадки понизилась.

К другим, достаточно важным технологическим воздействиям и состояниям, влияющим на прочность и надежность кожуха воздухонагревателя, следует также отнести:

- давление газовой среды и возможность его резкого повышения при нарушениях технологических процессов;
- воздействие футеровки при ее термическом расширении, с учетом ее постепенного разрушения и, тем самым, неформализованного изменения механического давления на кожух и возможного его перегрева.

Распределение температуры внутри воздухонагревателя находится в зависимости от того, в каком режиме работает агрегат – «на дутье» или «на нагреве».

Так, при работе в дутьевом режиме температура купола достигает 1300–1450 °С, а отходящих газов в поднасадочном устройстве – 400 °С. В конце этого режима температура воздуха под куполом снижается на 200–300 °С, а отходящих газов – на 100 °С.

Различные конструктивные формы футеровки, кожухов и систем охлаждения также отличаются между собой и создают различный уровень напряженно-деформированного состояния.

Конструктивно неоднородная форма кожуха доменной печи в виде сопряженных соосных цилиндрических и конических оболочек различной толщины, ослабленных большим числом отверстий различного размера и конфигурации, предназначенных для ведения процесса и крепления оборудования, приводит появлению локальных возмущающих усилий краевого эффекта, повышающих общий уровень напряженно-деформированного состояния. При этом значительную роль в обеспечении

прочности кожуха доменной печи играют характер проемов и отверстий в кожухе. Их форма и способ образования, в ряде случаев, могут существенно влиять на длительную прочность кожуха печи.

Значительное влияние на величину давления, передаваемого футеровкой на кожух, оказывают также способ компенсации вертикального роста кладки на колошнике, компенсация радиального роста кладки шахты и конструкция ее охлаждения, компенсация роста лещади и стенок горна, конструкция охлаждающих устройств. Все эти конструктивные решения и применяемые материалы во многом определяют напряженно-деформированное состояние кожуха.

Кожух воздухонагревателя состоит также из сопряженных между собой соосных цилиндрических и конических оболочек различной толщины, ослабленных отверстиями большого диаметра, предназначенных для присоединения газовоздухопроводов, что приводит к появлению локальных возмущающих усилий краевого эффекта, повышающих общий уровень напряженно-деформированного состояния.

На прочность кожуха воздухонагревателя существенно влияют конструктивные формы узлов сопряжения оболочек разных диаметров, а также узел опирания кожуха на фундамент. Эти узлы характеризуются появлением значительных усилий краевого эффекта и подверженностью влияния циклической составляющей при эксплуатации агрегата.

История эксплуатации, в том числе, история нагружения и техническое состояние кожухов агрегатов также является одним из значимых параметров, влияющих на их прочность и долговечность.

За время работы кожухи испытывают большой комплекс сложных нагрузок и воздействий, которые могут привести к ряду необратимых изменений в конструкциях и физико-механических свойствах материалов футеровки. Они также могут быть причиной повреждений кожухов, последующий ремонт которых в определенной степени снижает их общую длительную прочность.

Как отмечалось, одним из основных факторов, оказывающих существенное влияние на прочностные характеристики, является термическое воздействие, его продолжительность и цикличность.

При достаточно длительном воздействии температуры возможно появление тепловой ползучести и нарастание деформаций. Оно связано с тем, что в процессе работы при определенных величинах нагрузки и температуры в металлоконструкциях возникают пластические деформации, которые с течением времени оказывают разупрочняющее влияние на сталь.

Ползучесть появляется при температуре, характерной для данной марки стали: для малоуглеродистой – при 250–300 °С, для стали повышенной прочности – при 350–400 °С, для нержавеющей стали типа Х18Н9Т – при 500–600 °С.

Воздействие высоких температур на сталь вызывает также изменение ее структуры и приводит к повышению предела хладноломкости, вызывая так называемую тепловую хрупкость металла [5].

Наращение деформаций может ограничить работу конструкций. Такие случаи встречаются при перегревах кожухов доменных печей, в результате чего часть кожуха, теряя устойчивость, превращается местами в гофрированную оболочку, наклоняется, «просаживается» и, соответственно, приводит к сбоям в работе загрузочного оборудования.

Переменное или внезапное воздействие высокой температуры на кожух вызывает, кроме того, напряжения тепловой усталости, а при внезапных однократных изменениях с высоким градиентом – напряжения теплового удара. При этом резко снижаются пластические свойства стали, что может привести к хрупкому разрушению.

Следует иметь в виду, что термическая усталость, в отличие от механической, характеризуется значительно меньшим числом циклов и относится к категории малоциклового усталости.

Усталостные разрушения происходят по-разному в конструкциях, нагруженных только термическими напряжениями, и в конструкциях, подвергаемых, кроме термического, механическому нагружению. Следует отметить, что, чем выше прочностные характеристики материала, тем меньшее влияние оказывает механическая нагрузка на число циклов изменения температур, приводящих к появлению трещин.

Исследования [6] показали, что весьма опасен локальный перегрев кожуха, вызывающий появление сжимающих радиальных добавок к фоновым напряжениям, затухающим по мере удаления от центра теплового пятна. В зоне пятна добавки сжимающие, но за его пределами может иметь место смена знака усилий.

Анализ зависимости максимальных добавок к фоновому напряженному состоянию от радиуса горячего пятна показал, что с увеличением этого радиуса указанные добавки монотонно возрастают. При постоянстве условий теплообмена более высоким фоновым температурам соответствует меньший уровень добавок к фоновым напряжениям.

Уровень температурных добавок и добавок к напряжениям значительно падает с увеличением толщины кожуха. Этот результат отражает особенности локального перегрева, а именно: увеличение толщины приводит к росту потерь тепловой энергии на теплопередачу в тангенциальном направлении. При этом, начиная с некоторой толщины, интенсивность роста становится малой, а добавки к температурам и напряжениям стабилизируются.

Таким образом, опасность образования хрупких трещин в перегретой зоне возрастает с увеличением радиуса горячего пятна и уменьшением толщины кожуха. При этом следует иметь в виду, что нижний предел напряжений, при которых распространение трещины невозможно, составляет 35–56 МПа, поскольку при этих напряжениях величины высвобождающейся потенциальной энергии недостаточно для распространения трещины.

Аналогично с изменением свойств металла кожуха за время его эксплуатации могут существенно меняться и другие характеристики. Так, наличие ремонтных вставок в кожухе, трещин, заваренных с одной стороны, накладок на неиспользуемых отверстиях и проемах вносят значительную корректировку в напряженное состояние кожуха.

Отдельно следует отметить изменение за время эксплуатации состояния конструкций и физико-механических свойств огнеупорных материалов футеровки.

Как известно, существует два состояния футеровки кожуха доменной печи: первое – вся футеровка цела и второе – вся футеровка или какая-то ее часть выгорела, и кожух в этом районе защищается только холодильными плитами и образовавшимся гарнисажем. Второе состояние связано с технологическим процессом и появляется после некоторого времени эксплуатации, продолжительность которого весьма неопределенна и зависит от многих факторов. Тепловая защита кожуха футеровкой в двух ее состояниях, естественно, различна, как и ее механическое воздействие на кожух.

Для кожухов воздухонагревателей следует также отметить зависимость физико-механических свойств огнеупоров от остановок агрегатов с остыванием огнеупоров футеровки и последующих повторных разогревов, в том числе, и от их режимов. Эти процессы существенно изменяют свойства огнеупоров, особенно динасовых, снижая деформационные возможности компенсационных зазоров и, зачастую, практически полностью исключая повторную компенсационную роль зазоров с выгорающими прокладками.

Приведенные основные параметры и условия работы агрегатов подтверждают достаточно сложную зависимость длительной прочности и надежности кожухов от конструктивных форм, истории их нагружения, режимов запуска и эксплуатации, а также от взаимодействия всех элементов, входящих в систему.

Выводы

Из изложенного видно, что обеспечение промышленной безопасности кожухов доменных печей и воздухонагревателей является комплексной задачей, включающей в себя не только взаимосвязь с характером и величиной нагрузок и воздействий, но и с целым рядом других, технологически зависимых факторов, радикально влияющих на общее напряженное состояние конструкций.

Литература

- [1] Большаков В. И. Проблемы промышленной безопасности при эксплуатации доменных печей / [В. И. Большаков, Л. Г. Тубольцев, Н. М. Можаренко, Г. Н. Голубых] // Проблемы доменного производства : научно-практич. конф., Днепропетровск, 14–16 мая 2008 г. : тезисы докл. – Днепропетровск, 2008. – С. 39.
- [2] Можаренко Н. М. Комплимент: Параметры промышленной безопасности работы доменных печей / Н. М. Можаренко, Л. Г. Тубольцев, Г. Н. Голубых // Труды Института черной металлургии. – Днепропетровск, 2007 – Вып. 14 : Фундаментальные и прикладные проблемы черной металлургии. – С. 398–413. - Библиогр.: с. 413.
- [3] Большаков В. И. Комплимент: Проблема повышения прочности и надежности кожухов доменных печей в работах ИЧМ / В. И. Большаков // Труды Института черной металлургии. – Днепропетровск, 2005. – Вып. 11 : Фундаментальные и прикладные проблемы черной металлургии. – С. 237–246. – Библиогр.: с. 246.
- [4] Любин А. Е. Работа воздухонагревателей в оптимизированном режиме / А. Е. Любин, Б. Я. Шаломов // Сталь — 1977 – № 1. – С. 25–27. – Библиогр.: с.27.
- [5] Горицкий В. М. Причины трещинообразования в куполе воздухонагревателя доменной печи / В. М. Горицкий, Г. Р. Шнейдеров, В. П. Малов // Безопасность труда в промышленности. – 2008. – № 11 – С. 21–22. – Библиогр.: с. 22.
- [6] Медведенко А. А. Исследование состояния кожуха воздухонагревателя в зоне местного перегрева / А. А. Медведенко, А. Е. Любин, Б. Я. Шаломов // Проблемы прочности. – 1988 – № 3 – С. 118–119.

Надійшла до редколегії 16.04.2013 р.

УДК 624.042.41

До питання необхідності розрахунку ґратчастих опор зв'язку на вітровий вплив при ожеледі

Махінько А.В., д.т.н.

Будівельна компанія «ЕТУАЛЬ», Україна

Анотація. Розглянута умова виникнення ситуації, коли вітер при ожеледі буде мати вирішальне значення для ґратчастих опор зв'язку.

Аннотация. Рассмотрено условие возникновения ситуации, когда ветер при гололёде будет иметь решающее значение для решётчатых опор связи.

Abstract. The condition of situation occurrence when the wind at ice will have crucial importance for lattice tower of transmission is considered.

Ключові слова: вітрове навантаження, ожеледь, коефіцієнт суцільності, швидкісний напір, коефіцієнт лобового опору.

Вступ. Власна вага ожеледі, яка утворюється безпосередньо на конструкціях башти або стовбурі щогли, мало впливає на зусилля в основних елементах опор. Набагато більше значення у цьому плані має зростання вітрового навантаження на опору внаслідок підвищення її парусності. Ступінь цього впливу оцінюється за допомогою товщини стінки ожеледі, яка, будучи випадковим процесом, залежить не тільки від кліматологічних факторів, але й від розміщення, типу та розмірів поперечного перерізу кожного конструктивного елемента опори і змонтованого на ній антенно-фідерного обладнання.

На жаль, наявні на сьогодні експериментальні дані, опубліковані у довідникових виданнях [13] та книгах [6, 8], відносяться до елементів круглого перерізу малих діаметрів. Відповідно запропоновані на їх основі різноманітні ймовірнісні моделі [1–5, 9, 14, 15] лише у першому наближенні можна екстраполювати на процеси заледеніння елементів іншого поперечного перерізу. Підтвердженням цього факту може служити незгодженість між собою двох національних нормативів [11, 12], один з яких зобов'язує враховувати збільшення навітряної площі елементів будь-якого розміру, а другий обмежується елементами розміром до 70 мм. Крім цього, історично склалося, що більшість досліджень процесів льодоутворення у нашій країні та за кордоном вивчалися на прикладі дротів ліній електропередач, тому отримані на основі цих досліджень рекомендації, у першу чергу, відносяться саме до них. Чи можна поширювати ці результати на інші конструкції – питання, яке не може мати на сьогодні однозначної відповіді, тому і ставитися до нього слід обережно.

Основна частина. Для пояснення сформульованої тези виконаємо оцінку коефіцієнта суцільності плоских граней щоглової опори висотою 80 м, розробки УкрНДІПСК. Всі елементи її гратчастого стовбура шириною 760 мм виконані з круглої сталі: пояси $\varnothing 25$ мм, розпірки $\varnothing 16$ мм, розкоси $\varnothing 12$ мм. Товщину стінки ожеледі приймемо відповідно до [11, 12] для періоду повторюваності 50 років, а результати розрахунків зведемо у табл. 1.

Таблиця 1

Аеродинамічні характеристики опори зв'язку висотою 80 м при ожеледі

№ р.п.	z, м	Коефіцієнти суцільності φ_s граней опори при товщині ожеледі				
		без ожеледі	19 мм	22 мм	28 мм	34 мм
1	3,600	0,150	0,347	0,378	0,440	0,503
2	10,80	0,150	0,410	0,451	0,533	0,616
3	18,00	0,150	0,455	0,503	0,600	0,696
4	25,20	0,150	0,490	0,544	0,652	0,760
5	32,40	0,150	0,520	0,577	0,694	0,811
6	39,60	0,150	0,543	0,606	0,730	0,855
7	46,80	0,150	0,565	0,630	0,761	0,892
8	54,00	0,150	0,583	0,652	0,790	0,926
9	61,20	0,150	0,600	0,671	0,814	0,956
10	68,40	0,150	0,615	0,690	0,836	0,983
11	75,60	0,150	0,630	0,705	0,856	1,000

Із таблиці видно, що згідно з діючими на сьогодні нормами опори даного класу можуть більше походити на льодові обеліски, ніж на гратчасті споруди. І це при тому, що при визначенні коефіцієнтів суцільності не бралася до уваги наявність фідерів антенного обладнання, які завжди присутні на цих спорудах. Проте, якщо передбачати на опорі хоча б дві антени стандарту DCS-1800, які вимагають живлення від чотирьох фідерів $\varnothing 28$ мм, то навіть при товщині стінки ожеледі 19 мм коефіцієнт суцільності перевищуватиме 0,6 вже внизу опори та наблизатиметься до одиниці в її горі. Фізично ситуація, яка б віддалено нагадувала описану, ніколи не спостерігалася на території України, а норми [11, 12] взагалі не регламентують процедуру визначення аеродинамічного опору гратчастих споруд при $\varphi_s > 0,6$. Також додамо, що подібна ситуація буде спостерігатися для переважної більшості всіх малогабаритних опор, розташованих на покрівлях будівель, або комбінованих баштово-щоглових опор системи «Громова».

Таким чином, очевидно, що існуючі моделі утворення ожеледі на елементах ґратчастих опор потребують не екстраполяційного, а цілком індивідуального багаторічного вивчення, заснованого як на аналізі кліматологічної інформації, так і проведенні стендових випробувань на кшталт кліматичної камери ДонНАБА [3, 4]. На сьогодні даної інформації явно недостатньо, а тому говорити про надійність опор зв'язку під впливом ожеледно-вітрових навантажень поки що передчасно.

В рамках зробленого висновку цікаво дослідити, при яких умовах комбінація вітрового впливу з ожеледдю буде вирішальною для таких конструкцій, як опори зв'язку (далі ми не беремо до уваги обледеніння відтяжок щогл). Для цього умову виникнення даної розрахункової ситуації подамо у вигляді елементарної нерівності:

$$F_i(z) / F(z) > 1, \quad (1)$$

де $F_i(z)$ та $F(z)$ – розрахункові значення статичної складової вітрового навантаження на опору при ожеледі та без неї:

$$\begin{aligned} F_i(z) &= w_{b,i} \cdot \phi_w(z, z_0) \cdot A(z) \cdot C_{D,i}(z), \\ F(z) &= w_b \cdot \phi_w(z, z_0) \cdot A(z) \cdot C_D(z), \end{aligned} \quad (2)$$

де $w_{b,i}$ та w_b – відповідні розрахункові середні швидкісні напори вітру на стандартній висоті встановлення анемометру; $A(z)$ – площа навітряної грані опори, яку в обох ситуаціях ми вважатимемо однаковою (це допущення правомірне з тієї точки зору, що дозволяє отримати висновок, який відповідатиме концепції «в запас надійності»); $C_{D,i}(z)$ та $C_D(z)$ – коефіцієнти лобового опору, відношення яких у рамках нормативних документів [7, 12] можна представити як [10]:

$$\frac{C_{D,i}(z)}{C_D(z)} = \delta_a \cdot \frac{1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S(z) \cdot \delta_a}{1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S(z)}, \quad (3)$$

де a_η і b_η – коефіцієнти, котрі визначають форму опори у плані ($a_\eta = 1,15$, $b_\eta = 1,65$ – для чотиригранних опор; $a_\eta = 1,14$, $b_\eta = 1,715$ – для тригранних опор); $\varphi_S(z) = A_S / A(z)$ – коефіцієнт суцільності навітряної грані опори без ожеледі; δ_a – відношення площ $A_{S,i}(z)$ елементів опори з урахуванням заледеніння та без нього $A_S(z)$.

Підставляючи (2) в (1), з урахуванням (3) будемо мати:

$$(1 + a_\eta - b_\eta \cdot \delta_a \cdot \varphi_S) / (1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S) > \omega_w / \delta_a, \quad (4)$$

$$\delta_a \cdot (1 + a_\eta - b_\eta \cdot \delta_a \cdot \varphi_S) > \omega_w \cdot (1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S), \quad (5)$$

$$\delta_a^2 \cdot b_\eta \cdot \varphi_S - \delta_a \cdot (1 + a_\eta) + \omega_w \cdot (1 + a_\eta - b_\eta \cdot \varphi_S) < 0.$$

де $\omega_w = w_b / w_{b,i}$ – відношення відповідних швидкісних напорів вітру, яке для заданого географічного району є сталою величиною.

Розв'язуючи звичайне квадратне рівняння, перепишемо (5) у вигляді:

$$\delta_a > \frac{\mu_S}{2} \cdot \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \omega_w}{\mu_S} \cdot \left(1 - \frac{1}{\mu_S} \right)} \right], \quad (6)$$

де μ_S – коефіцієнт, що характеризує аеродинамічні властивості опори:

$$\mu_S = 1 + a_\eta / (b_\eta \cdot \varphi_S). \quad (7)$$

З іншого боку, відношення площ δ_a елементів опори можна виразити через коефіцієнт суцільності $\varphi_{S,i}(z) = [A_{S,i}(z) - A_S(z)] / A(z)$ льодових відкладень:

$$\delta_a = 1 + \varphi_{S,i}(z) / \varphi_S(z). \quad (8)$$

Тоді нерівність (6) набере наступного остаточного вигляду:

$$\varphi_{S,i}(z) > \varphi_S(z) \cdot \left\{ \frac{\mu_S}{2} \cdot \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \omega_w}{\mu_S} \cdot \left(1 - \frac{1}{\mu_S} \right)} \right] - 1 \right\}. \quad (9)$$

На рис. 1 наведені графічні інтерпретації виразів (6) та (9), з яких видно, що вітровий вплив при ожеледі може мати вирішальне значення для опор із низьким коефіцієнтом суцільності φ_S граней і порівняно невеликим відношенням ω_w середніх швидкісних напорів. Наприклад, в нормах колишнього СРСР та сучасних нормах Росії [7] коефіцієнт $\omega_w = 4$, а тому комбінація вітрових впливів при ожеледі ніколи не буде розрахунковою для ґратчастих башт, незалежно від коефіцієнтів суцільності φ_S їх граней. Цей висновок слідує безпосередньо з рис. 1 а), тому що для зворотного

твердження необхідно, щоб навітряна площа ожеледі на елементах опор перевищувала навітряну площу самих елементів хоча б у чотири рази, а це фізично неможливо. В національних нормах України [12] коефіцієнт ω_w має більш широкий діапазон можливих значень: від 1.4 для м. Одеси до 3.36 для м. Мукачеве. Очевидно, що для опор із порівняно невеликим значенням коефіцієнта суцільності можливі випадки, коли вплив ожеледно-вітрових навантажень буде вирішальним. Для аналізу цього розглянемо дві баштові опори висотою 60 м та 110 м, коефіцієнти суцільності яких не перевищують 0.23 (див. рис. 2 та рис. 3). Перша з опор є типовим проектом УкрНДІПСК (№ 23264 від 6 лютого 2006 р.), інша – існуюча радіорелейна башта, розташована у м. Карлівка (Полтавська обл.). Результати розрахунків зведені у табл. 2.

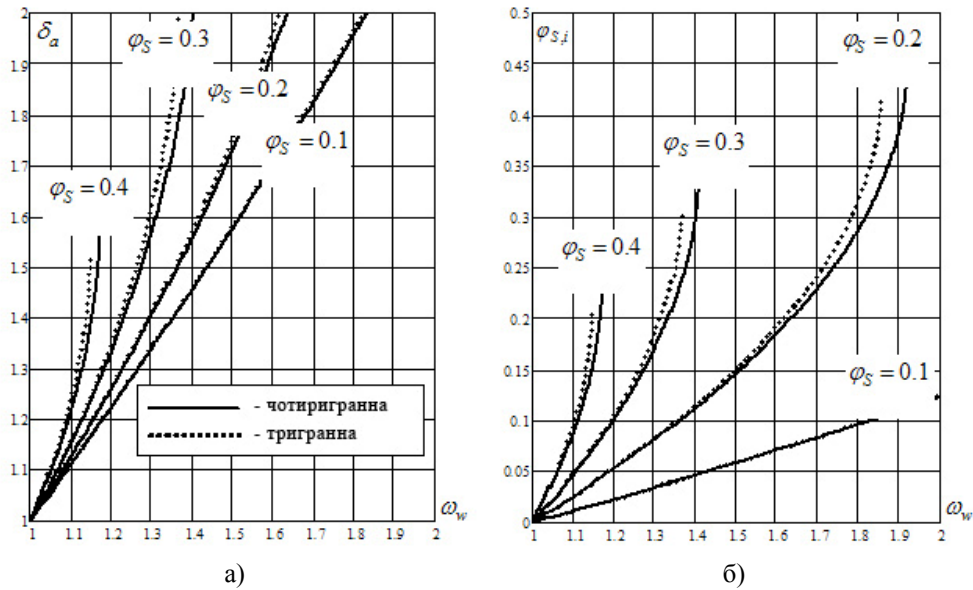


Рис. 1. До обґрунтування необхідності розрахунку опор на вітровий вплив при ожеледі: а) – в координатах $\delta_a - \omega_w$; б) – в координатах $\varphi_{S,i} - \omega_w$

Із табл. 2 та рис. 1 а) видно, що при заданій товщині стінки ожеледі нерівність (6) може мати місце при $\omega_w < 1.6$. Відповідно до ДБН [12] це спостерігається лише для трьох місць України, розташованих в Одеській області: Одеси ($\omega_w = 1.4$, $t_{ice} = 28$ мм), Білгород-Дністровського ($\omega_w = 1.42$, $t_{ice} = 27$ мм) та Іллічівська ($\omega_w = 1.45$, $t_{ice} = 28$ мм). Для решти території України ожеледно-вітрові навантаження будуть меншими за вітровий вплив без ожеледі.

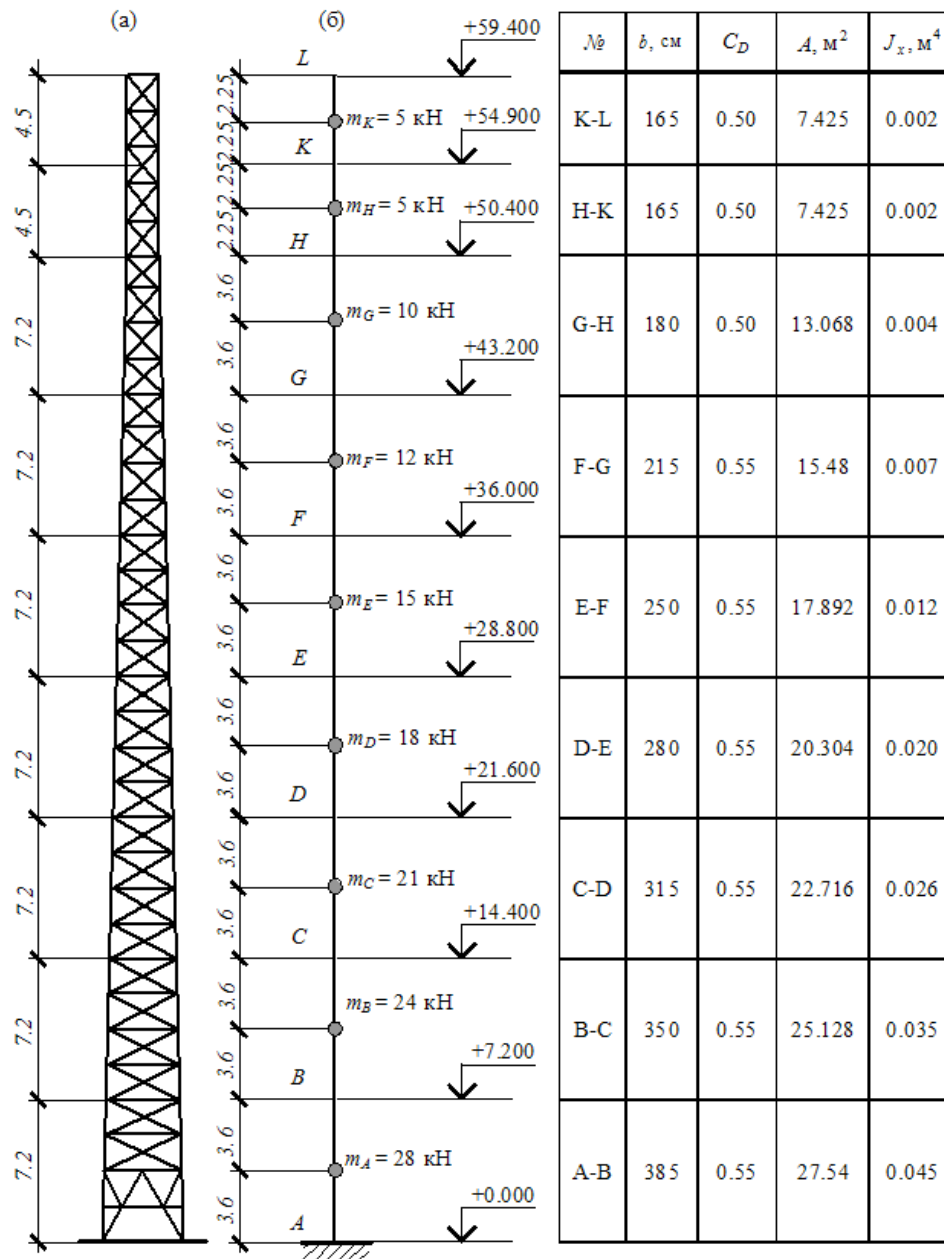


Рис. 2. Гратчаста баштова опора висотою 59.4 м

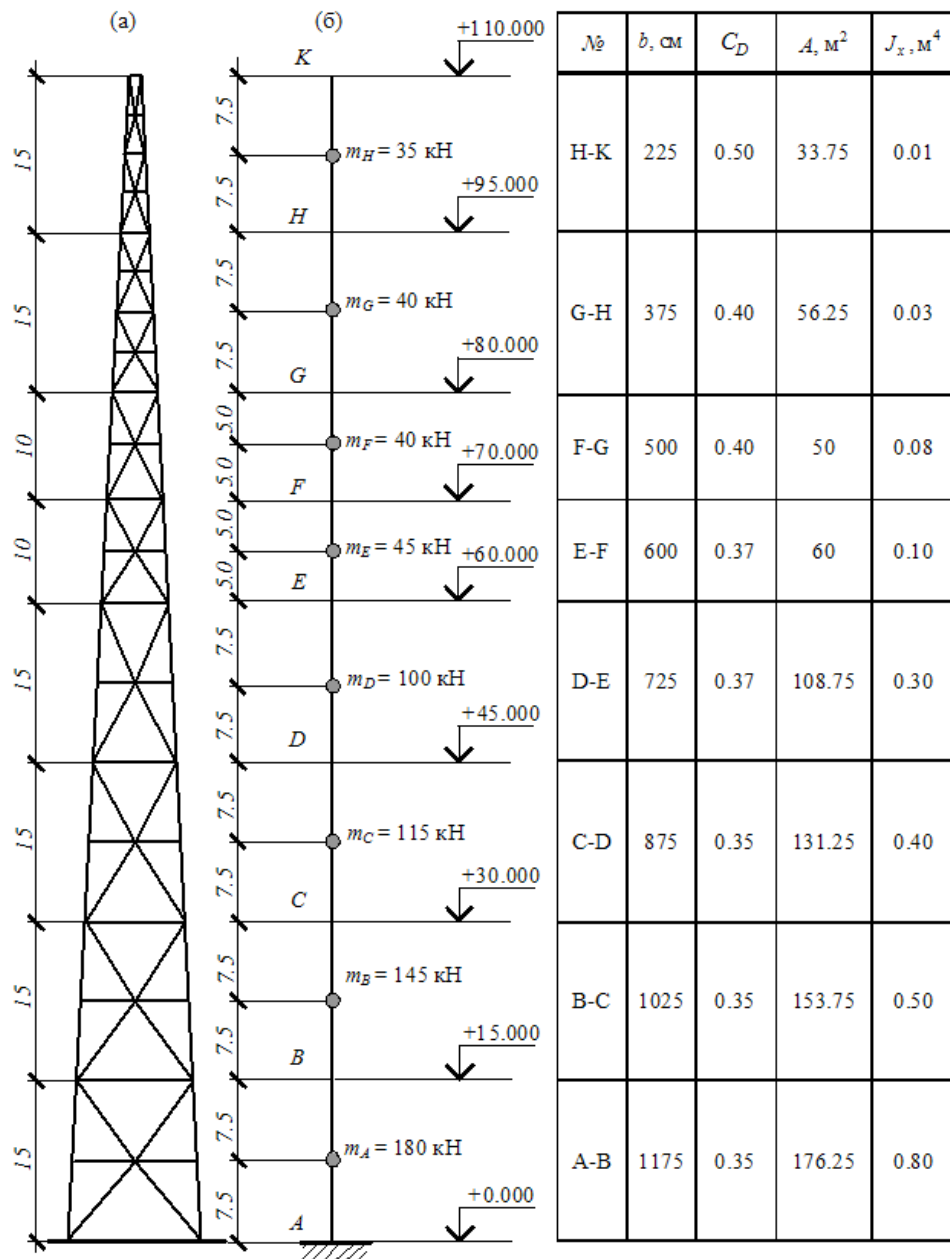


Рис. 3. Ґратчаста баштова опора висотою 110 м

Таблиця 2

Аеродинамічний опір баштових опор висотою 60 та 110 м при $t_{ice} = 28$ мм

№ р.п.	z , м	A_S , м ²	φ_S	$A_{S,i}$, м ²	δ_a	№ р.п.	z , м	A_S , м ²	φ_S	$A_{S,i}$, м ²	δ_a
Башта висотою 110 м						Башта висотою 60 м					
1	3,750	11,730	0,129	12,916	1,101	1	1,80	2,913	0,207	3,533	1,213
2	11,25	9,518	0,112	11,033	1,159	2	5,40	3,081	0,230	3,830	1,243
3	18,75	8,572	0,108	10,320	1,204	3	9,00	2,919	0,227	3,750	1,285
4	26,25	8,309	0,112	10,188	1,226	4	12,60	2,641	0,215	3,533	1,338
5	33,75	7,791	0,114	9,793	1,257	5	16,20	2,543	0,218	3,479	1,368
6	41,25	7,013	0,112	9,069	1,293	6	19,80	2,451	0,222	3,419	1,395
7	48,75	6,901	0,121	9,026	1,308	7	23,40	2,277	0,218	3,266	1,435
8	56,25	6,719	0,130	8,859	1,319	8	27,00	2,109	0,214	3,041	1,442
9	65,00	7,646	0,127	10,885	1,424	9	30,60	1,977	0,214	2,842	1,438
10	75,00	6,997	0,140	10,192	1,457	10	34,20	1,823	0,211	2,690	1,476
11	83,75	4,096	0,132	6,640	1,621	11	37,80	1,735	0,216	2,601	1,499
12	91,25	3,919	0,155	6,385	1,629	12	41,40	1,622	0,218	2,482	1,530
13	98,75	3,748	0,190	6,131	1,636	13	45,00	1,383	0,202	2,236	1,617
14	106,25	3,490	0,248	5,817	1,667	14	48,60	1,308	0,210	2,150	1,644
						15	52,20	1,294	0,218	2,413	1,865
						16	56,70	1,941	0,218	3,663	1,887

Висновок

Таким чином, навіть при найнесприятливішій реалізації числових значень коефіцієнтів ω_w , δ_a та φ_S малоімовірно, що комбінація ожеледно-вітрових впливів формуватиме розрахункову комбінацію навантажень на опори зв'язку.

Література

- [1] Ветровые и гололёдные воздействия на воздушные линии электропередачи / [Е. В. Горохов, М. И. Казакевич, С. В. Турбин, Я. В. Назим и др.]; под ред. Е.В. Горохова. – Донецк, 2005. – 348 с.
- [2] Горохов Е. В. Приборное обеспечение гололёдно-ветровых постов / Е. В. Горохов, Г. И. Гримуд, Ю. В. Жабский, В. Н. Васылев, Ю. П. Некрасов // Міжнар. наук. журн. «Металеві конструкції». – Макеевка, 2001. – Том. 4. – №1. – С. 25–30.
- [3] Горохов Е. В. Эффективность энергетического строительства и эксплуатации в Украине / [Е. В. Горохов, Г. И. Гримуд, В. Ф. Мушанов и др.]; под ред. Е. В. Горохова и Г. И. Гримуда. – Макеевка, РИО ДонНАСА, 2008. – 172 с.

- [4] Горохов Е. В. Климатическая камера ДонНАСА / [Е. В. Горохов, В. Н. Васылев, Н. В. Тимофеев, Ю. И. Саливон, А. М. Алёхин] // Вісник ДонДАБА. – Макіївка, 2004. – Вип. 2004. – Том 4, №1 – С. 150–153.
- [5] Заварина Н. В. Строительная климатология / Н. В. Заварина. – Л. : Гидрометеиздат, 1976. – 321 с.
- [6] Кінаш Р. І. Стихійні гідрометеорологічні явища в Україні / Р. І. Кінаш, О. М. Бурнаєв. – Львів : Вид-во наук.-техн. літ., 2000. – 192 с.
- [7] Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07-85. – [Действующий от 1987-01-01]. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.
- [8] Нарожний В.Б. Кліматичні навантаження на повітряні лінії електромереж / В. Б. Нарожний, С. Я. Княжевська, Л. В. Глей. – К. : Енергопрес, 1994. – 212 с.
- [9] Пашинський В. А. Методологія нормування навантажень на будівельні конструкції : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня доктора техн. Наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / В. А. Пашинський. – Полтава : ПДТУ, 1999. – 33 с.
- [10] Пичугин С. Ф. Ветровая нагрузка на строительные конструкции / С. Ф. Пичугин, А. В. Махинько. – Полтава : АСМІ, 2005. – 342 с.
- [11] Правила влаштування електроустановок. Розділ 2. «Передавання електроенергії». Глава 2.5. «Повітряні лінії електропередавання напругою вище 1 кВ до 750 кВ» – К. : ОЕП «ГРІФРЕ», 2006. – 191 с.
- [12] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 120 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [13] Справочник по климату СССР. Гололѣдно-изморозевые явления и обледенение проводов. – К. : Гидрометеиздат, 1973. – Вып. 10. – 570 с.
- [14] Horokhov Ye. V. Principles of Overhead Line Reliability and Longevity Increasing under Ice and Wind Loads / Ye. V. Horokhov, S. V. Turbin, G. I. Grimud // 15 Internationale Baustofftagung. – Weimar, 2003. – Band 1. – S. 1427–1439.
- [15] Sundin E. Ice loads on Lattice Tower Estimated by Weather Station Data / E. Sundin, L. Makkonen // Journal of Applied Meteorology. – 1998. – Vol. 37. – P. 523–529.

Надійшла до редколегії 3.06.2013 р.

УДК 624.014.072.2

Легкие металлоконструкции из перекрестных систем, включая модули типа «Пятигорск»

Марутян А.С., к.т.н.

Филиал Северо-Кавказского федерального университета, Российская Федерация

Анотація. Наведено деякі результати розроблення і дослідження, проектування та запровадження легких металевих конструкцій комплектної поставки на основі систем перехресних ферм із гнотозварних профілів, у тому числі, модулів (блоків) покриттів (перекриттів) типу «П'ятигорськ». Сталеві ферми та їх перехресні системи оптимізовані при сітці колон 6×6, 12×12, 18×18, 24×24, 30×30, 36×36 і 42×42 м із використанням в якості критерію оптимізації витрати конструкційного матеріалу. Показана ефективність збільшення поверховості з підвищенням сейсмостійкості при реконструкції існуючої забудови, а також у новому будівництві за рахунок гнучкого верхнього поверху з модулів типу «П'ятигорськ». Виявлено перспективність поєднання в сталевих фермах та їх перехресних системах стержневих елементів із прямокутних (квадратних), ромбічних і п'ятикутних труб (замкнутих гнотозварних профілів).

Аннотация. Приведены некоторые результаты разработки и исследования, проектирования и внедрения легких металлических конструкций комплектной поставки на основе систем перекрестных ферм из гнотосварных профилей, в том числе, модулей (блоков) покрытий (перекрытий) типа «Пятигорск». Стальные фермы и их перекрестные системы оптимизированы при сетке колонн 6×6, 12×12, 18×18, 24×24, 30×30, 36×36 и 42×42 м с использованием в качестве критерия оптимизации расхода конструкционного материала. Показана эффективность увеличения этажности с повышением сейсмостойкости при реконструкции существующей застройки, а также в новом строительстве за счет гибкого верхнего этажа из модулей типа «Пятигорск». Выявлена перспективность сочетания в стальных фермах и их перекрестных системах стержневых элементов из прямоугольных (квадратных), ромбических и пятиугольных труб (замкнутых гнотосварных профилей).

Abstract. Some results of research and development, design and implementation of light-weight metal structures on basis of complete delivery systems for cross steel trusses of bent and welded profiles, including modules (blocks) of coatings (overlaps) of the "Pyatigorsk" type are considered in this article. Steel trusses and their cross systems are optimized for column grid of 6×6, 12×12, 18×18, 24×24, 30×30, 36×36 and 42×42 m using structural material flow as an optimization criterion. The effect of increasing number of stories with earthquake resistance during reconstruction of both existing and new constructed buildings due to the flexible top floor of the modules of the "Pyatigorsk" type is shown. Promising combinations in the steel truss systems and cross-bar elements of the rectangular (square), rhombic and pentagonal tubes (closed bent and welded profiles) are identified.

Ключевые слова: легкие металлические конструкции, перекрестные системы, замкнутые гнотосварные профили, перекрестные стальные фермы, модуль типа «Пятигорск», блок (секция) покрытия (перекрытия), реконструкция, этажность, сейсмостойкость.

Пространственно-стержневые системы из перекрестных стальных ферм типа «Пятигорск» представляют собой модули (блоки) покрытий и перекрытий [1] и относятся к легким металлическим конструкциям комплектной поставки. Они отличаются решетками с наклонными стойками (рис. 1), скомпонованными на основе бесфасоночных раскосных узлов гнутосварных профилей (ГСП) прямоугольного сечения [2]. Практика последних лет по разработке и исследованию, проектированию и внедрению показывает стабильность их спроса. Необходимый и достаточный ресурс несущей способности был подтвержден еще раз во время контрольных испытаний блоков покрытий размерами в плане 7,5×7,5 м цеха с подвесным краном грузоподъемностью 3,2 т [3].



Рис. 1. Снимки трехэтажного модуля при возведении служебного строения (а) и блока перекрытия в интерьере офисного здания (б)

Модули типа «Пятигорск», имея габариты в пределах 6×6...12×12 м, заняли ту нишу, которая обозначилась после разработки легких металлоконструкций с использованием перекрестных систем из гнутосварных профилей (ГСП) для производственных зданий и сооружений, имеющих квадратную сетку колонн 18×18 и 24×24 м [4, 5]. Введение ГОСТ Р 54157-2010 «Трубы стальные профильные для металлоконструкций» стало импульсом для продолжения оптимизационных расчетов перекрестных систем из ГСП при сетке колонн 30×30, 36×36 и 42×42 м. Результаты этих расчетов позволяют сделать определенные выводы, важнейший из которых заключается в том, что минимальный расход конструкционного материала (примененный в качестве критерия оптимизации) во всех модулях (блоках покрытий) получен при таком количестве ячеек поясной сетки перекрестных систем $n \times n$, когда размер этих ячеек (или шаг перекрестных ферм в каждом из ортогональных направлений) совпадает или немного превышает 6-метровый параметр, принятый в модульной координации размеров в строительстве (МКРС). Развернуто этот результат можно представить в следующем виде:

Сетка колонн, м	Оптимальное число ячеек, $n \times n$	Оптимальные размеры ячеек, м
6×6	2×2	3×3
12×12	2×2-3×3	4×4...6×6
18×18	2×2-3×3	6×6...9×9
24×24	3×3-4×4	6×6...8×8
30×30	4×4-5×5	6×6...7,5×7,5
36×36	5×5-6×6	6×6...7,2×7,2
42×42	6×6-7×7	6×6...7×7

Полученные значения оптимальных параметров позволяют сделать своего рода условный прогноз для продолжения ряда перекрестных систем из стальных ферм:

Сетка колонн, м	Оптимальное число ячеек, $n \times n$	Оптимальные размеры ячеек, м
48×48	7×7-8×8	6×6...6,9×6,9
54×54	8×8-9×9	6×6...6,8×6,8
60×60	9×9-10×10	6×6...6,7×6,7

Здесь верхний предел ряда перекрестных систем может быть лимитирован несущей способностью максимальных калибров замкнутых гнутосварных профилей, включенных в действующие сортаменты.

Проведенные оптимизационные расчеты и их итоги позволили сделать еще одно, весьма характерное, обобщение. Оно заключается в том, что суммарная масса настила с подкрепляющими его дополнительными стержневыми элементами-прогонами в перекрестных системах оказалась меньше, чем масса настила без дополнительных опор (беспрогонное покрытие). Кроме того, еще один немаловажный вывод представляет собой тот факт, что общая масса модулей в отдельных вариантах может отличаться очень незначительно. Тогда, допустив некоторый малозаметный перерасход материала за счет ощутимого сокращения количества составных элементов несущих конструкций, можно получить весьма существенный положительный эффект в виде уменьшения трудоемкости их изготовления и монтажа, сокращения продолжительности строительства.

При уточнении общего расхода конструкционного материала блоков покрытий масса вспомогательных элементов учтена с помощью строительного коэффициента массы ψ_m , который легко вычислить по формуле, апробированной неоднократно для разных перекрестных систем, включая их консольные модификации [6]:

$$\psi_m = 1,03 + 107,2(n + 1)/(pl^2), \quad (1)$$

где p – нагрузка на блок покрытия, кН/м², l – длина пролета, м.

Как видно, зависимость между строительным коэффициентом массы и числом ячеек поясной сетки при фиксированных параметрах нагрузки и пролета имеет линейный характер. Понятно, что на величине этого коэффициента сказываются также и конструктивное оформление узлов пересечения, и интенсивность нагрузки, и длина пролета, однако эти влияния менее существенны, и параметры строительного коэффициента определяются главным образом количеством узлов (или шагов). Расчетные значения строительного коэффициента достаточно близко совпали с фактическими, полученными в результате проектно-конструкторских проработок модулей (блоков покрытий) размерами в плане 18×18 и 24×24 м из замкнутых гнутосварных профилей, а также 30×30 м из прокатных профилей открытого (незамкнутого) сечения (табл. 1). Причем узлы пересечения поясов были решены в четырех вариантах (рис. 2) [7–12]: на гнутых фланцах с диафрагмами жесткости [13]; на гнутых фланцах без диафрагм; с поэтажным расположением пересекающихся поясных элементов; на уголковых фасонках с листовыми накладками [14]. Полученные результаты подтвердили возможность использования выражения (1) для строительного коэффициента массы при разработке перекрестных систем не только из замкнутых гнутосварных профилей, но и из прокатных профилей открытого сечения.

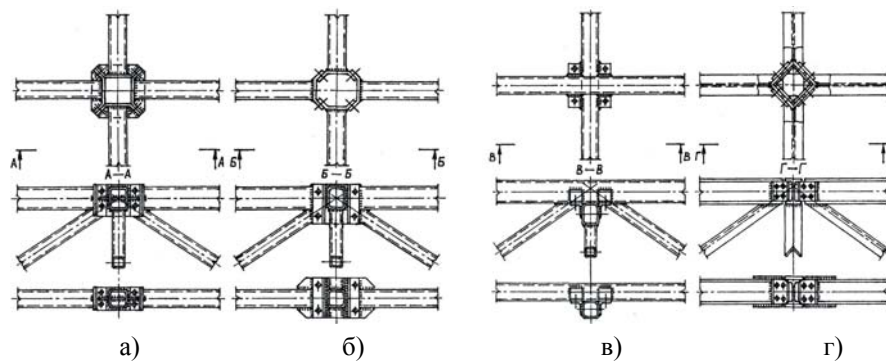


Рис. 2. Схемы узлов пересечения стальных перекрестных ферм в виде монтажных стыков: а – на гнутых фланцах с диафрагмами жесткости; б – на гнутых фланцах без элементов жесткости; в – с поэтажным расположением пересекающихся поясов; г – на уголковых фасонках с листовыми накладками

Стальные стропильные фермы наименьшей (минимальной) массы (веса) имеют наивыгоднейшую (оптимальную) высоту h_{opt} , тогда, когда масса их поясов равна массе их решеток. Для таких ферм, а также для перекрестных систем из контурных, средних и промежуточных ферм получены следующие выражения:

$$\text{Стропильные фермы} \quad h_{opt} = (0,3786...0,4667)l/(n_d)^{1/2}; \quad (2)$$

$$\text{Контурные фермы} \quad h_{opt} = (0,3662...0,4514)l/(n_d)^{1/2}; \quad (3)$$

$$\text{Средние фермы} \quad h_{opt} = (0,3276...0,4038)l/(n_d)^{1/2}; \quad (4)$$

$$\text{Промежуточные фермы} \quad h_{opt} = (0,3088...0,3807)l/(n_d)^{1/2}; \quad (5)$$

где n_d – число панелей, а в случаях с треугольной решеткой n_d – число полупанелей.

Таблица 1

Параметры строительного коэффициента массы

Сетка колонн, м	Нагрузка, p , кН/м ²	Кол-во шагов, $n \times n$	Конструкция узлов*	Строительный коэффициент, ψ_m		
				факт.	расчет.	разница, %
18×18	4	3×3	ГФДЖ	1,213	1,361	10,9
24×24		4×4		1,202	1,263	4,8
18×18		3×3	ГФ	1,255	1,361	7,8
24×24		4×4		1,205	1,263	4,6
18×18	6	3×3	ГФДЖ	1,253	1,251	0,2
18×18	4	3×3	ПР	1,261	1,361	7,3
24×24		4×4		1,146	1,263	9,3
18×18		3×3	ГФ	1,264	1,361	7,1
24×24		4×4		1,219	1,263	3,5
30×30	2,5	5×5	УФЛН	1,195	1,316	10,1

*В таблице приняты следующие обозначения: ГФДЖ – узлы на гнутых фланцах с диафрагмами жесткости; ГФ – узлы на гнутых фланцах без диафрагм; ПР – узлы с поэтажным расположением пересекающихся поясных элементов; УФЛН – узлы на уголковых фасонках с листовыми накладками.

В современных стальных фермах (стропильных и подстропильных фермах или фермах покрытий) высота приближается к минимально допустимому по условиям жесткости значению h_{\min} , поэтому по аналогии с оптимальной высотой h_{opt} можно записать:

$$\text{Стропильные фермы } h_{\min} = (1,1/4)(\sigma/E)[l/f](1+2h/l...2,8h/l); \quad (6)$$

$$\text{Контурные фермы } h_{\min} = (1,1/5)(\sigma/E)[l/f](1+2h/l...2,8h/l)l; \quad (7)$$

$$\text{Средние фермы } h_{\min} = (1,1/6)(\sigma/E)[l/f](1+2h/l...2,8h/l)l; \quad (8)$$

$$\text{Промежуточные фермы } h_{\min} = (1,1/7)(\sigma/E)[l/f](1+2h/l...2,8h/l)l; \quad (9)$$

где σ – максимальное напряжение в поясе от нагрузки, при которой проверяется жесткость конструкции; E – модуль продольной упругости конструкционного материала (стали); $[l/f]$ – величина, обратная предельно допустимому относительному прогибу фермы (в практике проектирования $[l/f]=1/1000...1/250$); f и h – прогиб и высота фермы; $(1+2h/l...2,8h/l)$ – коэффициент, учитывающий влияние податливости решетки.

В частном случае при пролетах $l \times l = 6 \times 6...12 \times 12$ м определяющее значение оказывают расчетные параметры контурных ферм по формуле: (7) $h_{\min} = l/20,7...l/19,9$, где $[l/f] = 250/1$; $\sigma = 0,8R_y$; R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести ($R_y = 2100$ кгс/см²). Поэтому при реконструкции существующих зданий и сооружений, а также при строительстве новых объектов с применением модулей типа «Пятигорск» высота перекрестных ферм, как правило, принимается равной 1/20 их пролета [15].

Первая апробация перекрестных ферм из ГСП после их полномасштабного теоретического и лабораторного (стендового) изучения успешно состоялась при натурных исследованиях блока покрытия (размерами в плане 19,2×15,2 м) на испытательном полигоне Армянского НИИ строительства и архитектуры (г. Ереван) с 13 ноября 1987 г. по 5 марта 1988 г. (рис. 3), что предопределило их внедрение в практику отечественного строительства, включая восстановительную зону землетрясения в Спитаке (7 декабря 1988 г.) [4, 5]. На этом же полигоне была исследована конструктивная схема сейсмостойких 9-этажных жилых зданий серии 111, оснащенных динамическими гасителями колебаний в виде гибкого верхнего этажа (ГВЭ) [16].

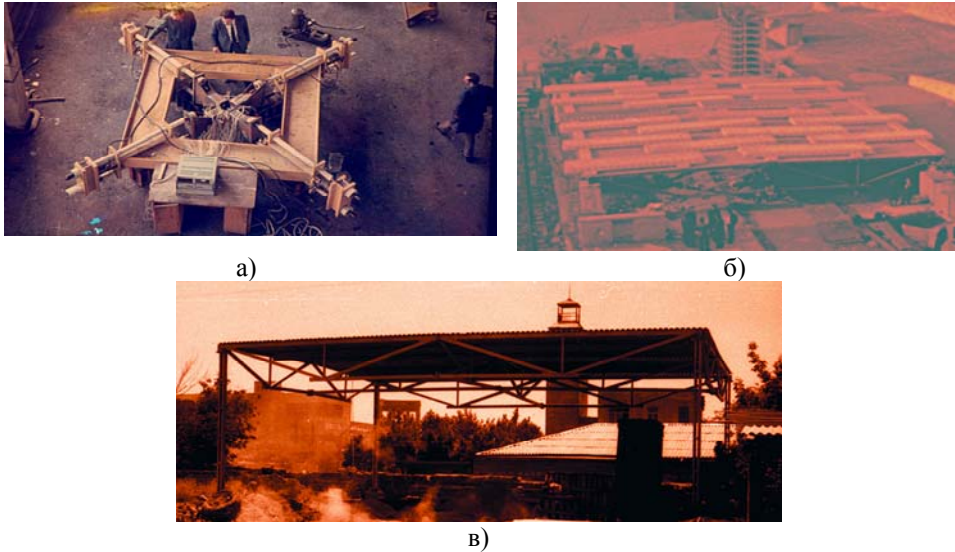


Рис. 3. Общие виды стендовых испытаний узловых соединений (а), натуральных испытаний блока покрытия (б) и его повторного монтажа для эксплуатации на объекте

Модули типа «Пятигорск», увеличивая при реконструкции этажность существующих строений (рис. 4а), по сути своей формируют каждый раз подобный ГВЭ, что способствует повышению сейсмостойкости зданий и сооружений. Такое повышение сейсмостойкости вполне реализуемо не только при реконструкции и модернизации существующих объектов, но и в новом строительстве [17]. Так, например, в поселке Иноземцево введено в эксплуатацию двухэтажное здание торгово-логистического предприятия (рис. 4б). Технической новизной его конструктивного решения является компоновка из восьми 6-метровых и четырех 12-метровых модулей, разделенных по высоте междуэтажным перекрытием в виде настила из монолитной железобетонной плиты [18]. Покрытие второго этажа выполнено в форме облегченной пространственной конструкции с применением настила из стальных оцинкованных профилированных листов. Четырехветвенные колонны жестко заделаны в столбчатых фундаментах из монолитного железобетона, расположенных с шагом 6 м в обоих ортогональных направлениях. По среднему ряду колонны первого этажа, где расположены служебные помещения, в уровне междуэтажного перекрытия прерываются, что обеспечивает полную свободу планировки торгового зала на втором этаже. В итоге получилась весьма рациональная и эффективная совмещенная пространственно-стержневая комбинированная сталежелезобетонная конструкция здания с ГВЭ, обладающая

необходимым и достаточным ресурсом несущей способности. При этом очевидно, что, с одной стороны, такой подход может делать конъюнктурный спрос на модули типа «Пятигорск» еще более стабильным и привлекательным для частных инвестиций, а с другой – вовлекать формирующие их перекрестные системы в сферу дальнейших разработок и исследований легких металлических конструкций нового поколения.



Рис. 4. Общие виды реконструкции трехэтажного здания с ГВЭ из восемнадцати блоков покрытия размерами 6×6 м (а), а также строительства торгового-логистического предприятия с первым этажом из восьми блоков перекрытия размерами 6×6 м и вторым этажом (ГВЭ) из четырех блоков покрытия размерами 12×12 м (б)

В 2011 г. модуль типа «Пятигорск» был модернизирован, что позволило более чем вдвое сократить количество зон монтажной сварки [19], а также выиграть тендер ОАО «Кубанские электросети» на строительство в Краснодарском крае различных промышленных и гражданских объектов, включая жилье (рис. 5).

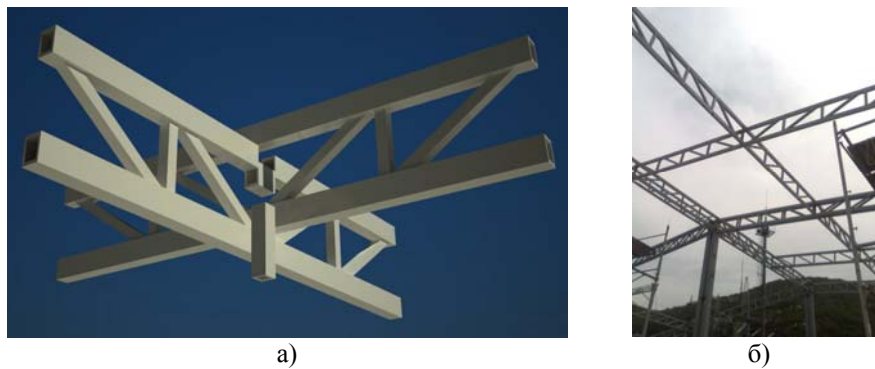


Рис. 5. Схема узла сопряжения перекрестных ферм с монтажным окном в верхнем (сжатом) поясе модернизированного модуля типа «Пятигорск» (а) и его общий вид (б)

Перспектива дальнейшего развития модулей типа «Пятигорск» открывается с переходом на пятиугольные [20] и ромбические замкнутые гнутосварные профили (рис. 6). Жесткость у пятиугольных труб при прочих равных условиях на 1,4...11 % выше, чем у квадратных и прямоугольных аналогов. Рабочая версия их полного сортамента составлена на базе уже упомянутого выше ГОСТ Р 54157-2010 [21]. В бесфасоночных узлах поясов из пятиугольных профилей квадратные трубы раскосов развернуты диагонально с образованием ромбических сечений, углы которых можно оптимально регулировать (рис. 7) [22].

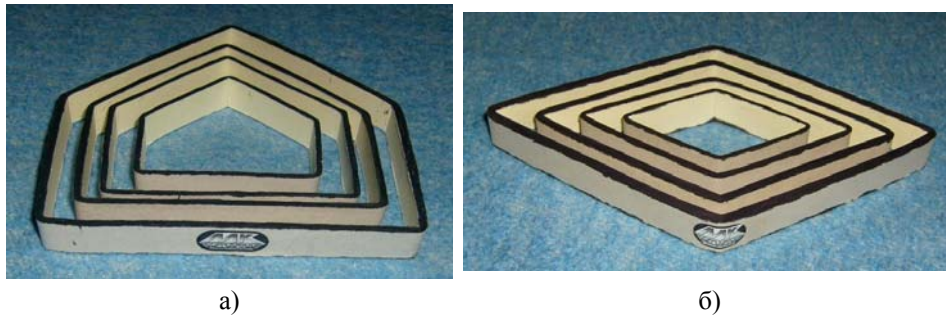


Рис. 6. Общий вид пятиугольных (а) и ромбических (б) замкнутых гнутосварных профилей

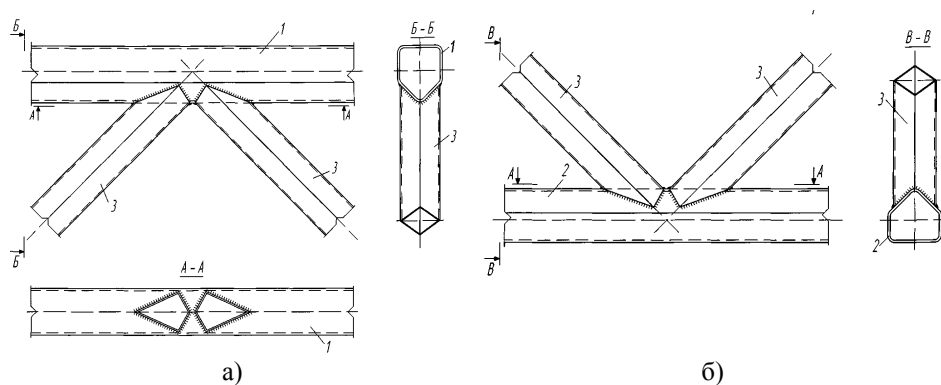


Рис. 7. Схемы узлов трубчатых элементов верхнего (а) и нижнего (б) поясов фермы

Отмеченные и подобные им новые технические решения прорабатывают в рамках учебного процесса при курсовом и дипломном проектировании для ускорения эффективного внедрения в практику строительства. Производство перекрестных систем из ГСП отличается экологической безопасностью и обеспечивает квалифицированные рабочие места, что весьма актуально для курортного региона Кавказских Минеральных Вод.

Выводы

В качестве послесловия необходимо отметить, что разработка и исследование перекрестных систем из гнутосварных профилей относится к числу тех проектов, которыми руководил Виктор Иванович Трофимов – Инженер, Ученый, Учитель. 100-летие со дня его рождения совпадает с временным промежутком активной фазы конференции «Проектирование, изготовление и монтаж стальных конструкций. Опыт и перспективы развития». Отдавая дань светлой памяти, представляется весьма полезным такое стечение обстоятельств рассмотреть как повод для проведения подобных форумов с некоторой регулярностью, переходящей в традицию.

Литература

- [1] Пат. 117944 Российская Федерация, МПК E04B7/00, E04B5/14. Модуль (блок) покрытия (перекрытия) из перекрестных ферм типа «Пятигорск» / А. С. Марутян, Т. Л. Кобалия. – № 2010139770 ; заявл. 27.09.2010 ; опубл. 10.07.2012, Бюл. № 19. – 2 с. : ил.
- [2] Пат. 100784 Российская Федерация, МПК E04B1/58. Бесфасоночный раскосный узел трубчатых ферм / А. С. Марутян, Т. Л. Кобалия. – № 2009123715 ; заявл. 22.06.2009 ; опубл. 27.12.2010, Бюл. № 36. – 1 с. : ил.
- [3] Марутян А. С. Перекрестные системы из стальных ферм с бесфасоночными раскосными узлами / А. С. Марутян // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – № 1. – С. 70–75.
- [4] Трофимов В. И. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений (разработка конструкций, исследования, расчет, изготовление, монтаж) : учебное пособие / В. И. Трофимов, А. М. Каминский. – М. : Изд-во АСВ, 2002. – С. 72–75, 107–115.
- [5] Марутян А. С. Легкие металлоконструкции из перекрестных систем / А. С. Марутян // Пятигорский государственный технологический университет. – Пятигорск : РИА КМВ, 2009. – 348 с.
- [6] Арутюнян Т. К. Разработка и исследование пространственных стержневых блоков покрытия : дис. ... канд. техн. Наук : 05.23.01. – М. : ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 1993. – 202 с.
- [7] Блоки покрытий из ферм типа «Молодечно» при сетке колонн 18×18 и 24×24 м : рабочая документация : 17070-01 КМ, 17070-02 КМ / УкрНИИПСК. – Киев, 1987.
- [8] Металлический каркас экспериментальных зданий размером 36×96 м с квадратной сеткой колонн 18×18 и 24×24 м, перекрываемых блоками из перекрестных ферм типа «Молодечно» : рабочая документация : Э17023 КМ / УкрНИИПСК. – Киев, 1987.

- [9] Покрытия производственных зданий с использованием перекрестных систем и применением крупноблочного монтажа : рабочая документация : Э16262 КМ / УкрНИИПСК. – Киев, 1983.
- [10] Стальные конструкции покрытий производственных зданий с сеткой колонн 18×18 и 24×24 м : рабочая документация : Э15838-1 КМ / УкрНИИПСК. – Киев, 1982.
- [11] Одноэтажное производственное двухмодульное здание склада санитарно-технических материалов : рабочая документация архитектурно-строительной части : 05.0182-87 / ЦНИИпромзданий. – Москва, 1989.
- [12] Покрытие производственных зданий с использованием перекрестных систем размерами в плане 30×30 м и применением крупноблочного монтажа : техническая документация / АрмНИИСА. – Ереван, 1989. – Инв. №28383-28389.
- [13] А. с. 1283322 СССР, МКИ E04B1/58, 1/24. Узел соединения перекрестных стержневых конструкций / С. И. Аванесов, В. И. Трофимов, А. С. Марутян, А. Я. Прицкер, В. А. Аденский, И. Л. Пименов. – № 3956855 ; заявл. 26.09.1985 ; опубл. 15.01.1986, Бюл. № 2. – 2 с. : ил.
- [14] А. с. 1649045 СССР, МКИ E04B1/58. Узловое соединение пространственной стержневой конструкции / С. И. Аванесов, В. И. Трофимов, А. И. Рамазян, А. В. Балоян, А. С. Марутян, К. Л. Аванесов. – № 4699652 ; заявл. 31.05.1989 ; опубл. 15.05.1991, Бюл. № 18. – 2 с. : ил.
- [15] Марутян А. С. Разработка и исследование, проектирование и внедрение стальных ферм и их перекрестных систем типа «Пятигорск» / А. С. Марутян. – Пятигорск : ПГТУ, 2012. – 209 с.
- [16] Мелкумян М. Г. Исследование эффективности одно- и двухмассового динамического гасителя колебаний на модели каркасного здания при вибрационных испытаниях / М. Г. Мелкумян // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – № 5. – С. 23–29.
- [17] Харланов В. Л. Детерминированный анализ металлических каркасов на динамические нагрузки высокой интенсивности: монография / В. Л. Харланов. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2006. – С. 102–106.
- [18] Марутян А. С. Модули (блоки) покрытий (перекрестных) из перекрестных ферм типа «Пятигорск» с железобетонными настилами / А. С. Марутян // Актуальные проблемы бетона и железобетона. Материалы и конструкции, расчет и проектирование : материалы научно-практической конференции (академических чтений) в Кисловодске 6-9 октября 2010 г. – Ростов-на-Дону : РГСУ, 2010. – С. 119–124.
- [19] Пат. 2485257 Российская Федерация, МПК E04B7/00, E04B5/14. Пространственная решетчатая несущая конструкция / А. С. Марутян, Т. Л. Кобаля, С. А. Боков, Д. А. Ковалев, С. А. Глухов. – № 2011153166 ; заявл. 26.12.2011 ; опубл. 20.06.2013, Бюл. № 17. – 11 с. : ил.

- [20] Пат. 104582 Российская Федерация, МПК E04C3/00. Пятиугольный замкнутый гнутосварной профиль / А. С. Марутян, Т. Л. Кобалия, С. А. Глухов, Г. М. Янукян, Ю. И. Павленко. – № 2009147247 ; заявл. 18.12.2009 ; опубл. 20.05.2011, Бюл. № 14. – 2 с. : ил.
- [21] Марутян А. С. Проектирование стальных ферм покрытий из прямоугольных, ромбических и пятиугольных замкнутых гнутосварных профилей : учебно-справочное пособие / А. С. Марутян, С. И. Эмба. – Пятигорск : СКФУ, 2012. – 156 с.
- [22] Пат. 116526 Российская Федерация, МПК E04B1/58, E04C3/08. Узловое бесфасоночное соединение трубчатых элементов фермы / А. С. Марутян, Т. Л. Кобалия, Ю. И. Павленко, С. А. Глухов. – № 2010135714 ; заявл. 26.08.2010 ; опубл. 27.05.2012, Бюл. № 15. – 2 с. : ил.

Надійшла до редколегії 22.05.2013 р.

УДК 624.075.22

Конструктивно-технологічні рішення каркасу музею під важкі експонати в Москві по вул. В. Черемушкінській, 24

Шевчук Г.П., к.т.н.

Національний лісотехнічний університет України, Україна

Анотація. Найважливішою умовою спорудження будівлі було якнайшвидше її введення в експлуатацію (не довше 5 місяців) та наявність мінімальної кількості вертикальних в'язей для розташування важких укрупнених експонатів на підлогах поверхів по ходу влаштування цих перекриттів. Вказані умови змусили розробити нетрадиційну схему несучого металевого каркасу з телескопічних колон та нерозрізних поперечних головних балок із здвоєних швелерів, які уклалися по центрах колон, що значно збільшувало стійкість всієї будівлі. Укладання несучого сталевого хвилястого настилу товщиною 3 мм при висоті хвилі $H=30$ мм зняло питання про розміщення важких експонатів під час будівництва.

Аннотация. Важнейшим условием сооружения здания было скорейшее введение его в эксплуатацию (не дольше 5 месяцев) и наличие минимального количества вертикальных связей для размещения тяжелых укрупненных экспонатов на полах этажей по ходу устройства этих перекрытий. Указанные условия заставили разработать нетрадиционную схему несущего металлического каркаса из телескопических колонн и неразрезных поперечных главных балок из сдвоенных швеллеров, которые укладывались по центрам колонн, что значительно увеличивало устойчивость всего здания. Укладывание несущего стального волнистого настила толщиной 3 мм при высоте волны $H=30$ мм сняло вопрос размещения тяжелых экспонатов во время строительства.

Abstract. The most important condition for installation of the building was its quickest commissioning (no longer than 5 months) and the minimum quantity of vertical bracing available to arrange heavy-weight preassembled artifacts on the story floors in the process of construction. The above stated conditions forced elaboration of an unconventional model of the load-bearing metal framework made of telescopic columns and continuous main cross-beams made of double channel bars to be placed on the centers of the columns. That increased significantly the stability of the whole building. Laying the load bearing steel corrugated covering of 3 mm thick at corrugation height of the 30 mm solved the problem concerning arrangement of heavy-weight artefacts during the construction works.

Ключові слова: каркас, телескопічні колони, в'язі, стійкість, перекриття, настил, експонат.

Постановка проблеми. Головною умовою спорудження будівлі було дотримання терміну вводу її в експлуатацію до зазначеної дати, а тому повинні бути прийняті нестандартні, нетрадиційні рішення для спрощення і скорочення процесу спорудження без відхилення від нормативних вимог по забезпеченню надійності будівлі з якнайбільшим суміщенням виробничих процесів.

Одночасне суміщення встановлення важких експонатів в процесі спорудження перекриття поверху враховувалося при розрахунку каркасу. Сам каркас складався із нерозрізних телескопічних колон, на які опиралися нерозрізні поперечні та повздовжні ригелі, що створювало найбільш раціональну двомоментну схему із жорстким закріпленням кінців ригелів та колон (рис. 1, рис. 2).

Викладення основного матеріалу дослідження. Для дотримання терміну будівництва були розроблені нетрадиційні конструктивні рішення шляхом застосування наступних рішень:

- а) усі колони для всіх поверхів – безконсольні, 4-гілкові постійного перерізу з 4L 100x7 внутрішніми рамками з L 50x4 висотою на один поверх (рис. 3);
- б) для деяких колон, згідно з розрахунками, внутрішні порожнини колон були заповнені монолітним бетоном із метою підвищення недостатньої несучої здатності (рис. 3, переріз 1-1);
- в) нижні кінці цокольного поверху закладалися в гніздах стовпчастих монолітних залізобетонних фундаментів, взамін традиційного складного кріплення болтами, яке вимагало великої точності виконання (рис. 3, переріз 2-2);
- г) нижні кінці верхніх поверхів вставлялися в середину вже встановлених та закріплених колон із взаємним кріпленням болтами (рис. 3);
- д) поперечні головні нерозрізні прогони, які укладалися по центрах колон на всю ширину будівлі, були передбачені зі здвоєних швелерів із зміщеними стиками з накладками та обвареними шкворнями для надійності створення їх нерозрізності (рис. 6);
- е) другорядні повздовжні нерозрізні прогони укладалися зверху поперечних прогонів із здвоєних швелерів зі стиками аналогічно до поперечних прогонів (рис. 6);
- ж) поверху другорядних балок укладалися з приваренням сталеві хвилясті листи товщиною 3 мм, з висотою хвилі $H=30$ мм, які служили основою для улаштування підлоги під важкі експонати, (рис. 7, дет. 9);
- з) зовнішні стінові панелі каркасні з тонкостінних оцинкованих профілів товщиною 150 мм з обшивкою з фасадної сторони – магнезитовими плитами, а із внутрішньої сторони – гіпсокартонними листами. Порожнина заповнювалася мінераловатними плитами Роклайт. Збирання каркасу панелей виконувалося на місці їх встановлення, тобто після укладення хвилястого настилу. Кріплення елементів панелей між собою та до елементів каркасу здійснювалося самонарізувальними та самосвердлувальними гвинтами $\varnothing 3,5 \times 13$ мм, які закручувалися шурупвертами при максимальному крутильному моменті $M_{кр}=4,5$ Нм (рис. 5);

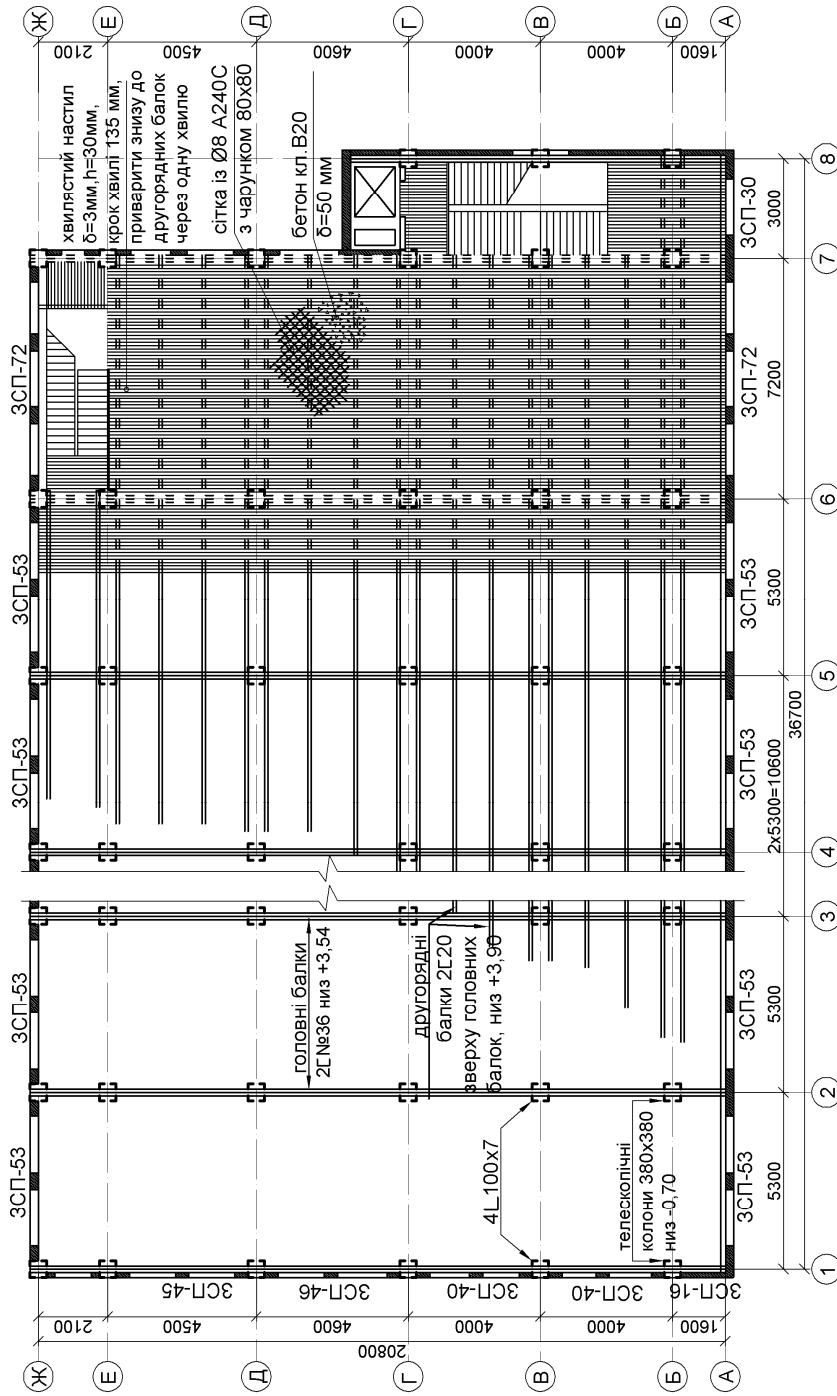


Рис. 1. Монтажний план перекриття над 1-м поверхом

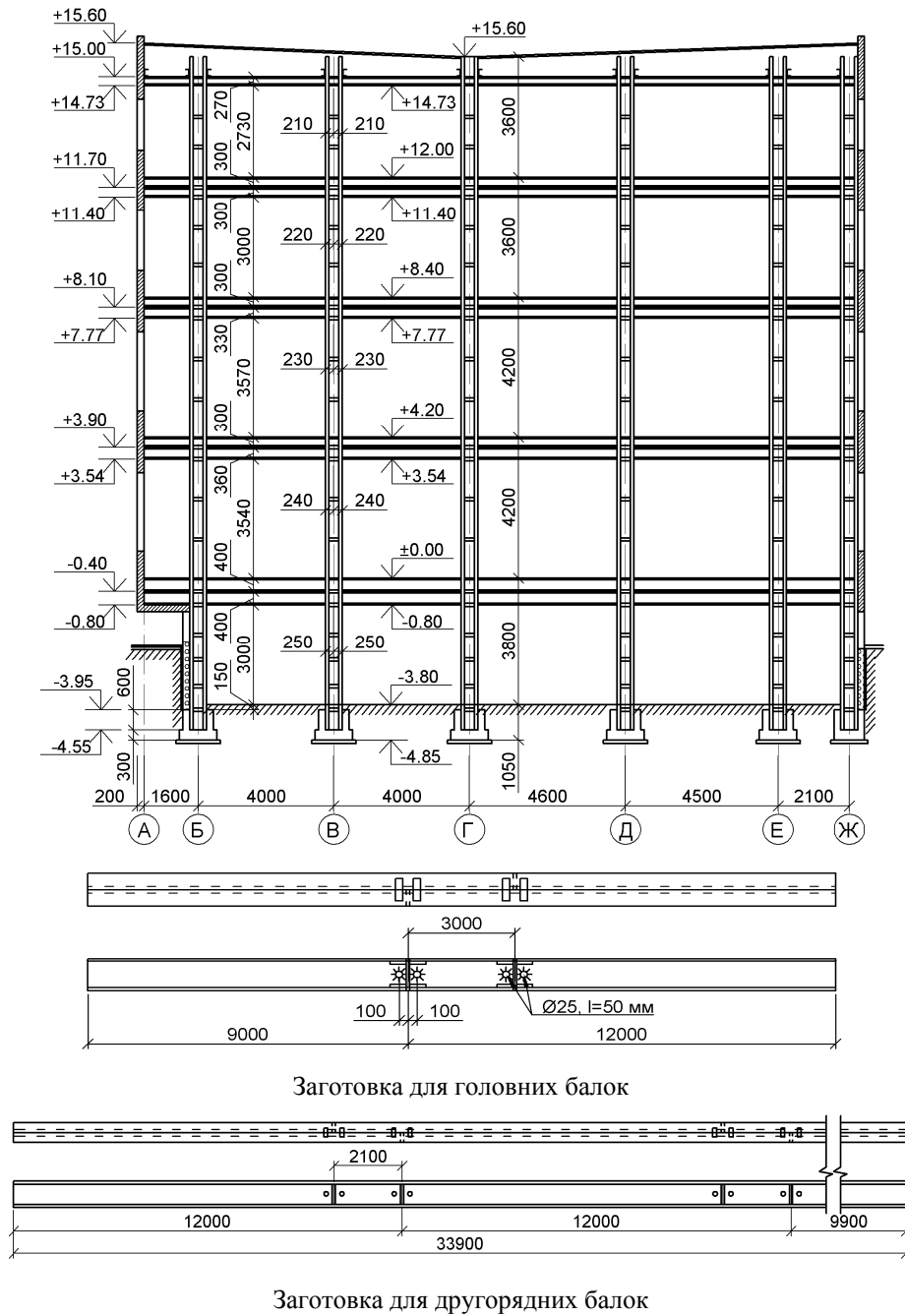


Рис. 2. Поперечний розріз (розгортка 2-5)

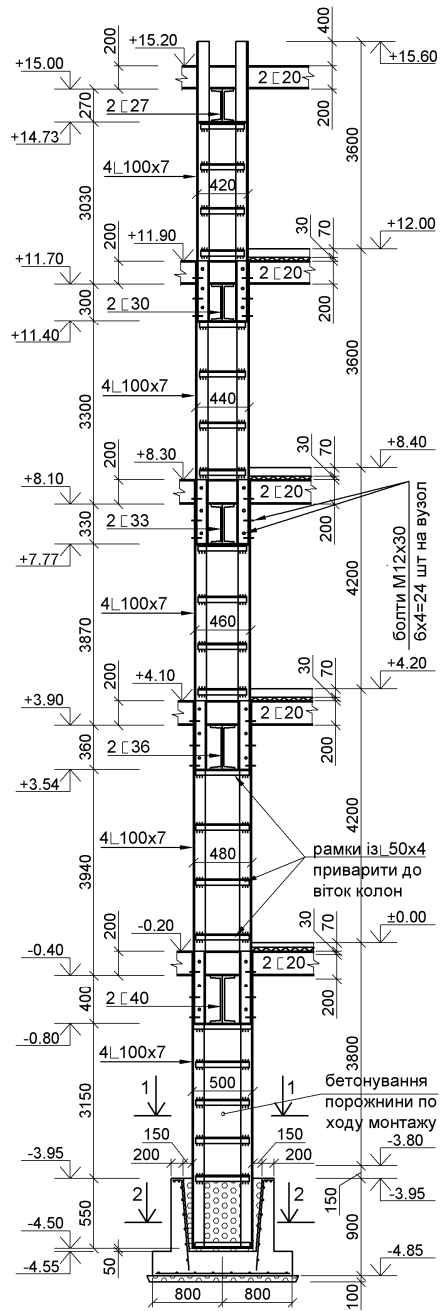
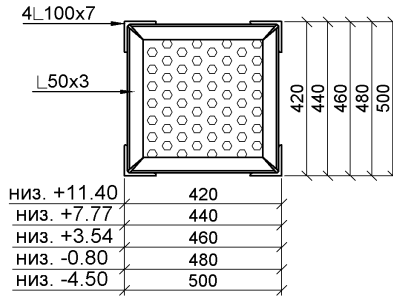
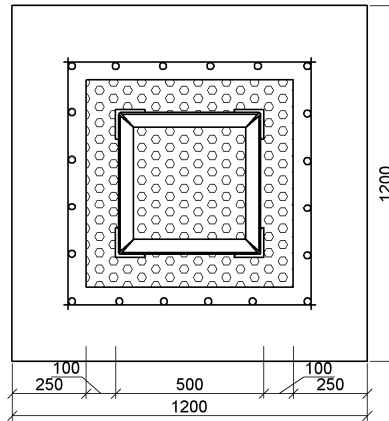


Рис. 3. Телескопічна колона



Переріз 1-1



Переріз 2-2

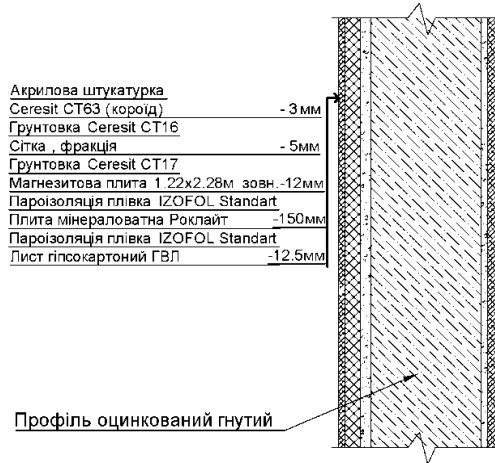


Рис. 4. Деталь зовнішньої стіни

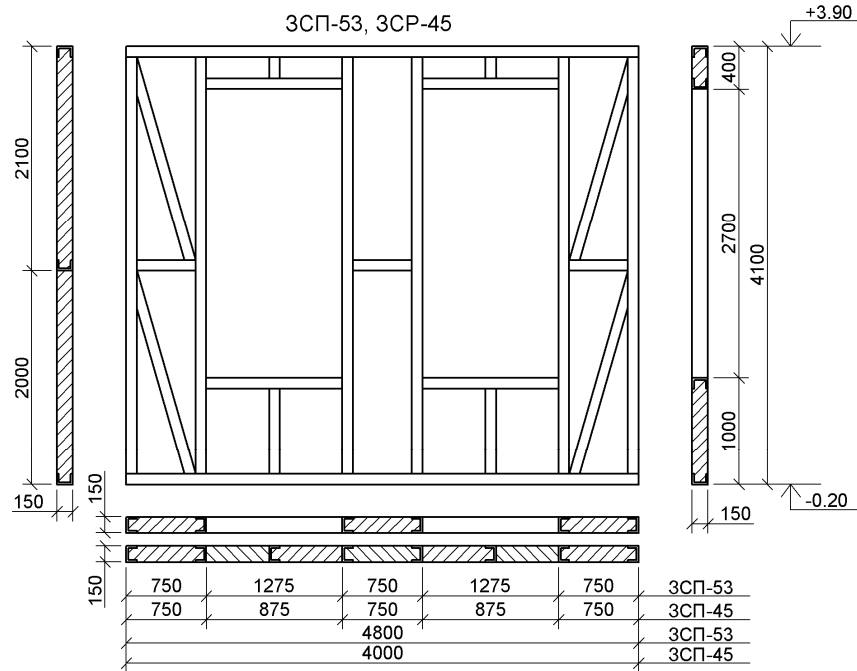


Рис. 5. Зовнішні стінові панелі 1-го поверху

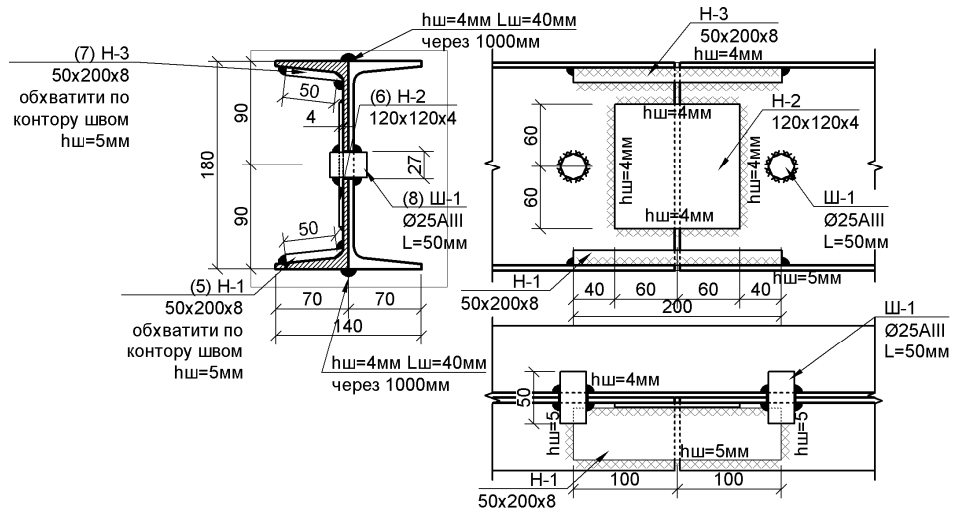


Рис. 6. Деталь з'єднання балок

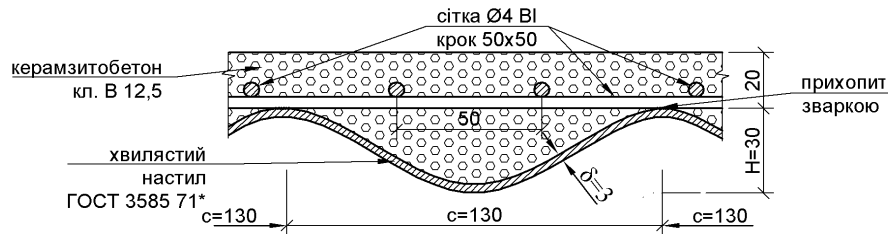


Рис. 7. Деталь підлоги з використанням несучого хвилястого настилу

и) підвищення вогнестійкості конструкцій із тонкостінних профілів досягалося облицюванням гіпсокартонними листами товщиною 12 мм. Вогнезахист усіх інших металовиробів виконувався вогнезахисним покриттям ЕНДОТЕРМ-210104 або ДЖОКЕР для забезпечення межі вогнестійкості R 120 при максимальній границі розповсюдження вогню MO згідно з ДБН В.1.1-7-2002.

Висновки

Застосування нестандартних та нетрадиційних рішень при спорудженні музею в стислі терміни на складному будмайданчику було виконано в установлені терміни, будівля здана в експлуатацію в 2005 р. і до сьогодні експлуатується безперешкодно, що свідчить про доцільність прийнятих рішень при спорудженні подібних об'єктів у складних умовах.

Література

- [1] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [2] Настанова з проектування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів : ДСТУ-Н Б В.2.6-87:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 55 с. – (Конструкції будинків і споруд. Національний стандарт України).
- [3] Посobie по проектированию стальных конструкций : посobie к СНиП II-23-81* / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 149 с.
- [4] Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых профилей производства конструкций / ООО «Легстальпроект», ООО «ЛИСАР». – Липецк, 2005.

- [5] Технология строительства быстровозводимых зданий с применением панелей из термопрофилей : методическое пособие / ООО «Аркада-Инжиниринг». – Смоленск, 2008.
- [6] Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО «Балт-Профиль» / [ответственный разработчик Э. Т. Айрумян]; ЦНИИСК им. Мельникова. – М., 2004.
- [7] Геометрические характеристики холоднокатаных тонкостенных профилей, используемых в ООО «Альбатрос» / ООО «Альбатрос». – Днепропетровск, 2010.
- [8] Прокат тонколистовый з вуглецевої сталі якісної та звичайної якості загального призначення. Технічні умови : ДСТУ 2834-94 (ГОСТ 16523-97) – Офіц. вид. – К. : Держстандарт України, 1997. – 17 с. – (Державний стандарт України).
- [9] Шевчук С. Г. Несуча здатність та деформативність сталобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування із хвилястих настилів : автореф. дис... канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі і споруди» / С. Г. Шевчук. – Львів, 2009. – 26 с.

Надійшла до редколегії 13.05.2013 р.

УДК 694.143

Клеефанерные балки с X-образной стенкой

Фурсов В.В., д.т.н., Бидаков А.Н.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, Украина

Анотація. Проведені натурні випробування X-подібної клеєфанерної балки з різними радіусами кривини фанерної стінки. Отримані результати експериментального вишукування та результати, які були отримані при використанні розрахункового програмного комплексу ANSYS, наводяться для попередньої оцінки точності використаних розрахункових моделей клеєфанерних балок нового типу.

Аннотация. Проведены натурные испытания X-образных клеєфанерных балок с различными радиусами кривизны фанерной стенки. Полученные результаты экспериментального исследования и результаты, полученные при использовании расчетного программного комплекса ANSYS, приводятся для предварительной оценки точности применяемых расчетных моделей клеєфанерных балок нового типа.

Abstract. The tests of the X-form glued thin-webbed beams with different radiuses of curvature of the plywood web are carried out. Received findings of experimental investigations and the results obtained by means of the software package ANSYS are cited for the preliminary estimate of data accuracy concerning the calculated models of glued thin-webbed beams of new types.

Ключевые слова: X-образная клеєфанерная балка, криволинейная фанерная стенка.

Постановка проблеми. Клеєфанерные балки с плоскими стенками экономичны по расходу материала. Однако необходимость обеспечения устойчивости стенок требует постановки дополнительных поперечных ребер, плотно приторцованных к поясам. Технологическая операция приторцовки ребер к поясам балок составляет около 50 % расходов по их изготовлению. Отказ от поперечных ребер, или хотя бы существенное их уменьшение, может резко повысить технологичность изготовления клеєфанерных балок.

Созданная на кафедре МДК ХНУСА и защищенная патентом балка с X-образной фанерной стенкой снимает целый ряд недостатков клеєфанерных балок, что было подтверждено их испытаниями. Испытанию были подвергнуты три балки с X-образной фанерной стенкой с разными радиусами закругления. Расчет фанерных стенок, как правило, основывается на решении плоской задачи теории упругости [1].

Анализ существующих решений. Результаты исследования изогнутых фанерных элементов проведены в работе финского ученого Jarkko Niiranen [5] и реализованы в виде конструкции павильона, выставленного в центральном парке Шанхая на «Radical Design Week Shanghai 2012». Криволинейные формы фанерных элементов в его проекте имеют сложную пространственную геометрию изгибов, которые были лабораторно исследованы (Aalto University, Department of Civil and Structural Engineering) – рис. 1.

Высокая прочность фанеры и ее эффективность из-за ортогональной укладки слоев шпона подтолкнула немецких ученых к разработке ортогональной клееной древесины (Brettspertholz), которая в данный момент активно исследуется в лаборатории строительных материалов института технологий в г. Карлсруэ (KIT-Karlsruher Institut für Technologie) ведущими европейскими специалистами Hans Joachim Blass [7, 8] и Flaig M. [6].

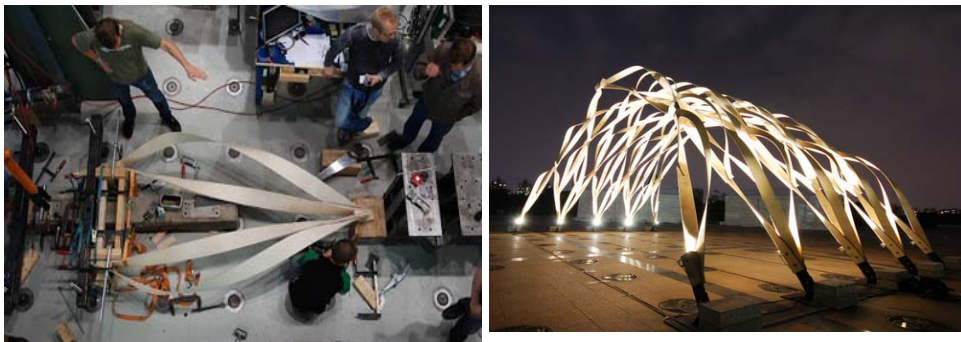


Рис. 1. Испытание элементов конструкции «Radical wood pavilion»

Результаты, полученные при проведении ими испытаний, имеют значение для теории анизотропного тела. На рис. 2 показано схематическое изображение различия клееной древесины от ортогональной клееной древесины.

В работах японских ученых в области деревянных конструкций и фанеры, проведены испытания под руководством Hiroshi Yoshihara [1–3], в которых были исследованы упругие характеристики фанеры, а также предложены методы их определения. Например, разработаны новые технические рекомендации для определения свойств фанеры при сжатии образцов так называемым методом ИТРИ (Illinois Institute of Technology Research Institute, USA), наряду с уже существующими американскими рекомендациями для испытаний по ASTM D 3501-94 (ASTM 1994).



Рис. 2. Схема расположения ламелей в поперечном сечении балки из клееной древесины (слева) и из ортогональной клееной древесины – Brettspertholz (справа), рисунок приведен из [8]

Исследование криволинейных форм материала сопряжено с новыми методами испытаний фанерных элементов из плоскости листа, для фиксации изменчивости значений упругих свойств материала при различных углах между направлением действия сил и осями упругой симметрии материала. Предполагается сравнение результатов испытаний плоских листов с результатами, которые будут получены при испытаниях образцов криволинейных форм. Анализ полиморфизма результатов испытаний позволит выявить закономерности, указывающие на границы эффективной работы материала и определяющие новые формы конструкций или их составных элементов.

Методика проведения экспериментов. Предлагаемая клефанерная балка с криволинейной формой фанерных стенок в виде Х-образной системы, с различными радиусами кривизны фанерной стенки, испытана в лаборатории строительных конструкций ХНУСА. При испытаниях наибольшее внимание было уделено наблюдению работы балок с малым шагом нагружений. Шаг нагружений составлял 0,5 т в каждой точке приложения нагрузки. В процессе испытаний каждая балка модернизировалась путем соединения фанерных стенок в районе нейтральной оси болтами с прокладками из фанеры такой же толщины, а также установкой в отдельных случаях односторонних ребер в местах приложения нагрузки и на опорах. Более того, последняя балка, на основании наблюдений двух предыдущих, укреплялась деревянными вставками в полости между фанерными стенками, а также заполнением полостей монтажной пеной. Каждое конструктивное дополнение балки сопровождалось отражением изменений в показаниях датчиков активного сопротивления, число которых достигало 150 на каждом балочном элементе, в значительном своем большинстве расположенных на фанерных стенках.

Обсуждение результатов. Наиболее сильное выражение анизотропии фанеры, и всех видов слоистой клееной древесины при взаимно перпендикулярном расположении волокон в смежных слоях, является резкое понижение ее сопротивления разрыву при критической нагрузке под углом 45° , что подтверждают кривые, представленные на рис. 3, близко совпадающие с данными проф. Ашкенази Е. К. [1], а также на рис. 4, где показаны кривые сжатия, изгиба и растяжения, в зависимости от угла между направлениями действующей силы и волокон.

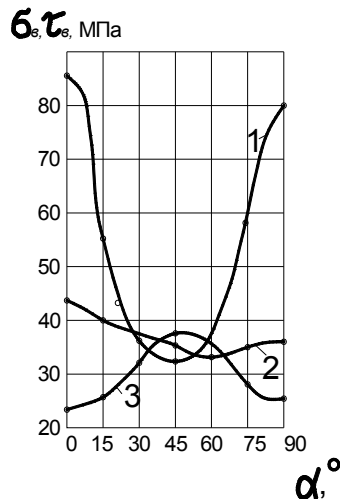


Рис. 3. Результаты испытаний фанеры: 1 – на растяжение, 2 – на сжатие, 3 – на срез

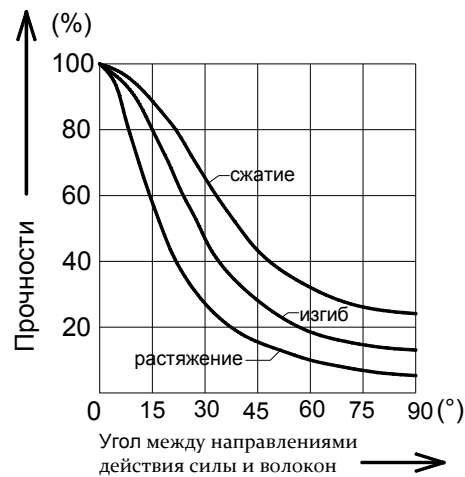


Рис. 4. Прочность древесины в зависимости от угла между направлением действия волокон (гор. ось) силы и направлением [9]

Анизотропия прочности при сжатии по Ашкенази Е. К. выражена для фанеры в меньшей степени, чем при растяжении, тем более для квазигомогенной трехслойной фанеры.

Для изотропных тел условие прочности обычно выражается уравнением, связывающим величины трех главных напряжений с одной характеристикой прочности материала. Для анизотропных тел такое уравнение не позволяет решать задачу, так как опасное состояние зависит не только от величины главных напряжений, но и от их ориентации по отношению к осям симметрии материала. Поэтому условие равноопасных напряженных состояний для ортотропных тел должно содержать не три, а шесть величин – например, три главных напряжения и три направляющих косинуса, фиксирующих ориентацию этих напряжений в материале.

Фанерная стенка балки испытывает сложное напряженное состояние, работая на сжатие в верхней зоне фанерного листа вдоль длины балки и на растяжение – в нижней зоне. При всем этом фанерный элемент конструкции, изогнутый из плоскости, имел упругую связь в виде вогнутой стенки в месте соединения в зоне нейтральной оси. Во время испытаний стенка балки получала неравномерные деформации по длине, и, более того, при увеличении нагрузки даже менялся знак деформаций (см. рис. 5 и 6).

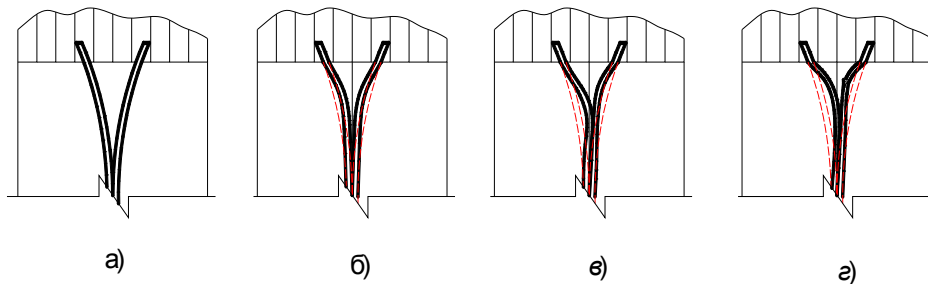


Рис. 5. Деформации фанерных стенок в торцах балки при увеличении нагрузки

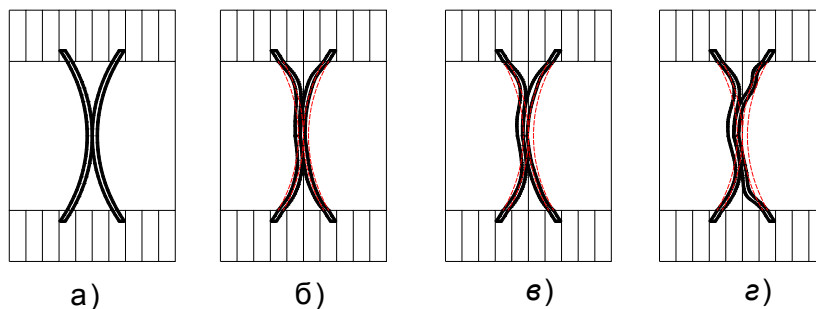


Рис. 6. Деформации фанерных стенок середины балки при увеличении нагрузки:
а) без нагрузки; б) при нагрузке 2,5 т; в) при нагрузке 3,0 т; г) при нагрузке 3,5 т

Такая работа фанерной стенки балки обусловлена не только сложностью напряженного состояния, но и анизотропными свойствами материала, иллюстрируемыми на рис. 3 и 4.

Сходимость результатов эксперимента и расчета показали довольно близкие данные с разницей до 22 %, что для деревянных конструкций вполне приемлемо из-за особенностей сопряжения элементов деревянных конструкций. Такая разница между результатами объясняется тем, что в расчетном программном комплексе ANSYS модель балки идеализируется, чего нельзя сказать о любых реальных деревянных конструкциях вследствие их анизотропии и наличия рыхлых деформаций.

Максимальные напряжения и, соответственно, деформации наблюдались в крайних зонах фанерной стенки в зонах опирания балки. На рис. 7 показаны разрушения балок в опорных зонах.



Рис. 7. Результаты испытания экспериментальной модели

На рис. 8 приведены результаты расчета и распределения напряжений в поперечном сечении моделей.

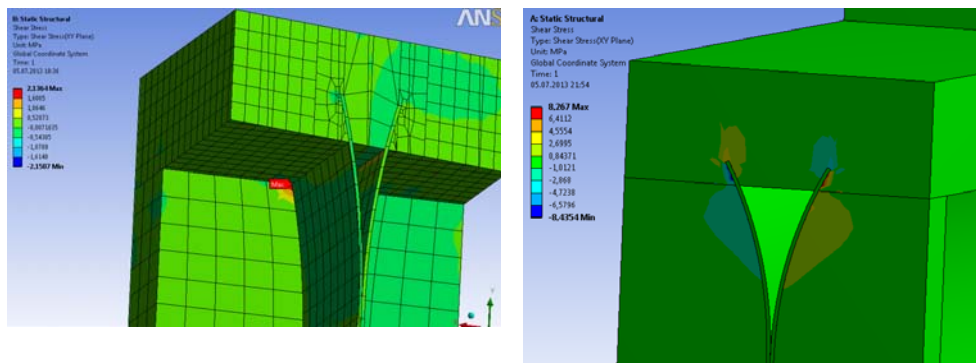


Рис. 8. Результаты распределения напряжений в расчетной модели

Наблюдаемые во время испытаний деформации стенок балки в виде локального выпучивания фанеры или, соответственно, вогнутости с увеличением нагрузки меняли свое положение, тем самым меняя знак деформаций и даже взаимное смещение фанерных стенок по вертикали. Разрушение всех балок наступало вследствие достижения касательных напряжений критического значения и нарушения клеевого шва, соединяющего стенки с верхним поясом балки.

Выполненные испытания балок подтвердили эффективность новой формы поперечного сечения и указали на необходимость дополнительной разработки конструктивных мероприятий для снижения локальных перемещений фанерных стенок и достижения максимального использования их несущей способности.

Выводы

Клеефанерная балка с Х-образной стенкой затрагивает новый раздел практически не изученной работы криволинейных форм фанеры как ортотропного материала. Причем вопросы упругих свойств древесины исследованы полнее, чем ее прочность, и объясняется такое положение тем, что методика определения характеристик упругости разработана полнее, а действующие стандарты предусматривают определение полного комплекса характеристик упругости древесины и фанеры. Вместе с тем методы определения характеристик прочности «сильно» анизотропных материалов, каковыми являются древесина и фанера, все еще продолжают составлять предмет дискуссии и совершенствования.

Литература

- [1] Ашкенази Е. К. Анизотропия конструкционных материалов : Справочник / Е. К. Ашкенази, Э. В. Ганов. – Машиностроение, 1980. – 247 с.
- [2] Hiroshi Yoshihara. Poisson's ratio of plywood measured by tension test / Hiroshi Yoshihara // *Holzforschung*. – 2009. – № 63 (5). – P. 603–608.
- [3] Hiroshi Yoshihara. Edgewise shear modulus of plywood measured by square-plate twist and beam flexure methods / Yoshihara Hiroshi // *Construction and Building Materials*. – 2009. – № 23 (12). – P. 3537–3545.
- [4] Hiroshi Yoshihara. Characterization of in-plane compressive properties of plywood by IITRI and end-loading compression tests / Hiroshi Yoshihara // *Wood and Fiber Science*. – 2010. – № 43 (3). – P. 409–411.
- [5] Wood transformed into pavilion / Aalto University School of Engineering. News and Events [сайт]. – Электронные данные. – Aalto : Aalto University School of Engineering, Department of Civil and Structural Engineering, 2012. – Режим доступа : <http://eng.aalto.fi/en/current/newsview/2012-12-12-002/> – Название с экрана.
- [6] Flaig, M. Modellierung der Biegefestigkeit von hochkant auf Biegung beanspruchten Bauteilen aus Brettsperholz / M. Flaig // *Forschungskolloquium Holzbau „Forschung und Praxis“*. – Stuttgart, 2012. – 8 S.

- [7] Blaß, H. Biegefestigkeit von Brettschichtholz aus Buche / [H. J. Blaß, M. Frese, P. Glos, P. Linsenmann, J. Denzler]. – Karlsruhe : KIT Scientific Publishing, 2004. – 137 S. – ISBN: 3-937300-40-6.
- [8] Blaß, H. Stabförmige Bauteile aus Brettsperrholz / Hans Joachim Blaß; Marcus Flaig // KIT Scientific Publishing. – 2012. – В. VIII. – 171 S. – ISBN 978-3-86644-922-0.
- [9] Pörtner, C. Untersuchungen zum Verbund zwischen eingeklebten stiftförmigen faserverstärkten Kunststoffen und Holz / Carsten Pörtner. – Kassel : Kassel University Press GmbH, 2006. – 241 S.

Надійшла до редколегії 18.05.2013 р.

УДК 624.072.33

Программный комплекс расчета пространственной размерной цепи для металлических стержневых конструкций

Югов А.М., д.т.н., Бондарев А.Б.

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

Анотація. У статті запропоновано математичну модель методу генерації великопрогонових стрижньових систем будь-якої форми з урахуванням дефектів виготовлення та послідовності зведення. Розроблено обчислювальний комплекс для розмірного аналізу стрижньових конструкцій на основі математичної моделі, що пропонується. Обчислювальний комплекс, що пропонується, може бути використаний при реальному проектуванні великопрогонових стрижньових металевих конструкцій. Загальна форма об'єктів, що проектується, може бути різноманітна: циліндрична, сферична, еліптична, тороїдальна, конічна та інша.

Аннотация. В статье предложена математическая модель метода генерации большепролётных стержневых систем любой формы с учётом дефектов изготовления и последовательности возведения. Разработан вычислительный комплекс для размерного анализа стержневых конструкций на основе предложенной математической модели. Предлагаемый вычислительный комплекс может быть использован при реальном проектировании большепролётных стержневых металлических конструкций. Общая форма проектируемых объектов может быть разнообразна: цилиндрическая, сферическая, эллиптическая, тороидальная, коническая и другая.

Abstract. In the article the mathematical model of the method for generation of large-span beam systems of any form is proposed, taking into account manufacturing defects and construction sequence. The computer system for dimensional analysis of beam structures is developed based on the proposed mathematical model. Proposed computing system can be used for real designing the large-span core metal structures. The general form of designed objects can be varied as cylindrical, spherical, elliptical, toroidal, conical and other one.

Ключевые слова: большепролётные металлические пространственные покрытия, математическое моделирование процесса сборки, размерная цепь, сборочные погрешности, компьютерная программа.

Введение. На сегодняшний день, по сведениям авторов, ни одна компьютерная программа не позволяет выполнить расчет пространственной размерной цепи для пространственных стержневых конструкций. В то же время, без применения персонального компьютера осуществить такие расчеты становится затруднительным, а во многих случаях – невозможным. Величины отклонений узлов характеризуют уровень точности возведения сооружения, а точнее – уровень собираемости [3], от которого зависит его стоимость и надёжность.

Постановка проблеми. Для правильного назначения допускаемых отклонений необходимо выполнить расчёт собираемости и оценить напряжённо-деформированное состояние, в результате чего предложить меры по ограничению сборочных усилий или допускаемых отклонений, если такие будут необходимы. В настоящее время используются два подхода к оценке сборочных погрешностей конструкций, состоящих из большого количества элементов:

- на основе выявления размерных связей в конструктивно-технологической схеме конструкции, составления размерных цепей и решения уравнений точности – расчёт точности [4];
- на основе статического расчёта стержневой системы методом Мора, позволяющего определить перемещения узлов по заданным деформациям стержней [15].

Использование этих подходов для оценки погрешностей сборки, к примеру, несущих сетчатых оболочек покрытий и других пространственных стержневых конструкций, сопряжено с существенными недостатками:

- вследствие многосвязности системы не удаётся составить адекватные технологической схеме сборки размерные цепи, поэтому результаты такой оценки будут некорректными;
- метод Мора, с одной стороны, не отражает реальной картины погрешностей, так как базируется на неразрывности деформаций в узлах, и, с другой стороны, не учитывает способ и последовательность сборки конструкций, что тоже приводит к неверному результату;
- оба способа не учитывают возможность корректировки пространственного положения элементов во время монтажа.

Анализ исследований и публикаций. Сегодня существуют мощные CAD (Computer-Aided Design) пакеты машиностроительного направления. Они предлагают модули, позволяющие выполнить размерный анализ сборки узлов и агрегатов конструкций. Среди наиболее известных CAD пакетов можно отметить Solid Works, SIGMUND Works [1]; Autodesk Inventor [12]; Pro/ENGINEER [10]; CETOL 6 Sigma [17]; Kompas-3D V-12 [14]. Все известные мощные CAD пакеты аналогичны друг другу. Принципиальных различий в них нет, тем более, в части модуля размерного анализа. Рассмотрим функциональные возможности модулей размерного анализа на примере программы Solid Works [1].

Во всех программах твердотельного моделирования требуется создание 3D-модели, что позволяет по назначенным допускам определить размер замыкающего звена. В результате каждого исследования для замыкающего размера становятся известны: номинальное значение; минимальный и максимальный допуски (наихудший случай); минимальный и максимальный

RSS-допуск (квадратный корень из суммы квадратов); контрибуция – относительная степень участия элемента в размерной цепи и его влияние на замыкающее звено (%). Размеры цепи и граничные условия по монтажу определяются между гранями и кромками CAD-модели, что позволяет измерять зазор (натяг) между поверхностями по фактическому минимальному расстоянию [11].

Однако создание 3D-модели в программе представляет собой трудоёмкий процесс, но даже не эта сложность заставляет отказаться от применения программ твердотельного моделирования при выполнении расчёта собираемости в нашем случае. Вторая причина – отсутствие возможности расчёта пространственной размерной цепи с несколькими замыкающими звеньями. По сути, в модули заложена методика [4] для расчёта пространственной размерной цепи. Третья причина – невозможность создавать сборку из дефектных стержней, то есть, с отклонениями длин элементов. При создании такой конструкции возникает программный конфликт, который не позволяет выполнить сборку дефектной системы.

В работе А. В. Анкина и Д. Л. Кузьминского [2] отмечается, что «... на сегодняшний день ни одна программа не позволяет произвести расчет пространственной размерной цепи. В то же время без применения ЭВМ произвести такие расчеты становится затруднительным...». Такой вывод делают авторы и других работ [7, 8, 16].

А. В. Анкин совместно с Д. Л. Кузьминским для решения этой задачи разработали программный комплекс РПРЦ (расчет пространственной размерной цепи). Данный комплекс построен по модульному принципу: модули позволяют охватить весь процесс проектирования и работы оборудования – от чертежа, расчета и моделирования проектируемого оборудования до контроля его выходных параметров в процессе производства. Модули программы РПРЦ состоят из таких общеизвестных пакетов прикладных программ, как Nastran, MatLab, Solid Works. Однако, по утверждению авторов, программа всё же направлена на решение вопроса собираемости узлов и агрегатов машиностроительной отрасли (двигатели, шатуны, поршневые группы, ГРМ [газораспределительный механизм]), и для анализа собираемости многоэлементных систем их разработка не подходит.

Программа для расчёта линейной модели пространственной размерной цепи объекта производства, предложенная С. В. Исаевым [7], также не позволяет выполнить расчёт собираемости многоэлементной стержневой системы. В своей программе С. В. Исаев для расчёта цепи добавлял новую систему координат, а раз так, то результат расчёта – реальные координаты для узла – не привязан к проекту жестко, задавать малые отклонения узлов

вообще не имеет смысла. Т. е. для анализа собираемости многоэлементных систем с одной системой координат программа С. В. Исаева, к сожалению, не подходит (по информации программы и его научного руководителя Л. А. Кашубы).

Не решенные ранее части общей проблемы, которые отражены в исследовании. Необходимо заметить, что программный код всех известных программ, в том числе и авторских, является закрытым, то есть, получить доступ к нему просто невозможно в силу вполне понятных причин. Из всего, что изложено выше, возникает необходимость создания специальной программы, которая позволит решить задачу расчёта собираемости пространственных стержневых конструкций на основе известных математико-геометрических процедур, используемых при решении геодезических задач [11, 13].

Возможно, существуют программные реализации, позволяющие выполнить размерный анализ пространственной размерной цепи с несколькими замыкающими звеньями, основанные на предлагаемых математических процедурах, но из-за того, что таковых обнаружено не было, а также из-за отсутствия доступа к некоторым программам, например, на судостроительном заводе ООО «Северная верфь» в г. Санкт-Петербурге, РФ, или самолётостроительном холдинге ОАО «Компания «Сухой», можно утверждать, что их нет. К сожалению, из-за трудностей в понимании данные работы азиатскими специалистами (КНР, Япония) не проанализированы. Результаты исследований азиатских специалистов, видимо, обладают высокой научной ценностью и значимостью.

Изложение основного материала исследования. Цель работы – предложить вычислительный комплекс для размерного анализа стержневой системы (плоской и пространственной), который позволит численно смоделировать процесс монтажа сооружения с учётом отклонений длин стержней. Для решения этой задачи был разработан пакет прикладных программ в виде вычислительного комплекса размерного анализа стержневых конструкций – ВК РАСК [3]. Структура данного комплекса представлена на рис. 1. Пакет прикладных программ для моделирования замыкающих величин создан с помощью системы программирования Delphi 7 и предназначен для работы под управлением операционной системы Windows.

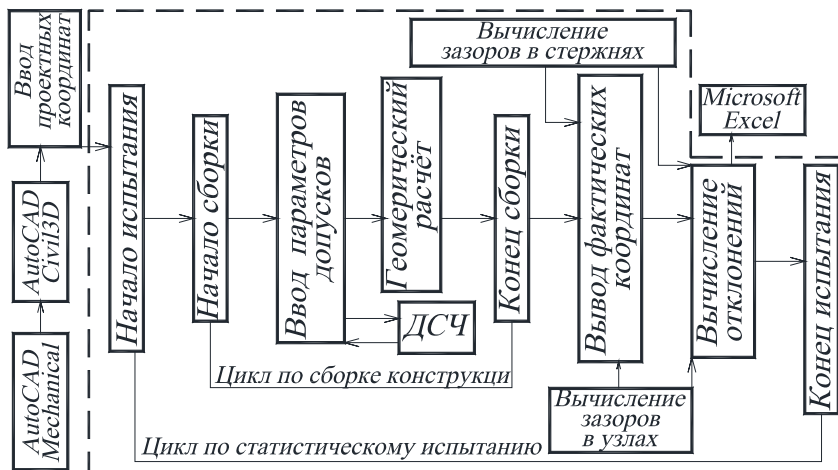


Рис. 1. Блок-схема ВК PASK

Данный комплекс построен по модульному принципу: модули позволяют охватить весь процесс проектирования и работы оборудования – от чертежа, расчета и моделирования проектируемого оборудования до контроля его выходных параметров в процессе производства. Количество процедур геометрического расчёта в ВК PASK соответствует числу решаемых отдельных задач по вычислению координат одного или нескольких узлов. Геометрический расчёт сооружения в целом выполняется по аналогии с методом конечных элементов (МКЭ). Задача численного определения возможных погрешностей возведения больше-пролётной пространственной стержневой системы решена путём её геометрического моделирования монтажа (сборки) с учётом точности отдельных элементов. Решение задачи выполняется в несколько этапов:

- разбиение сооружения на монтажные блоки в соответствии с конструктивно-технологической схемой монтажа;
- вычисление проектных координат узлов сооружения, являющихся контактными при сопряжении монтажных элементов или блоков;
- моделирование сборки элементов блоков или элементов с учётом случайных отклонений их геометрических параметров от номинальных значений;
- моделирование монтажа (установки) блоков или элементов действительной геометрической формы в сооружении согласно принятой технологической схеме;
- анализ отклонений узлов действительной геометрической формы сооружения от номинального положения или по отношению друг к другу.

Характерной особенностью ВК РАСК является то, что он позволяет определить размеры замыкающего звена цепи на основе стохастического моделирования величин отклонений отдельных элементов в соответствии с технологической схемой возведения конструкции. То есть, в его основе лежит вероятностный метод решения задачи нахождения номинального значения и величины линейного допуска замыкающего звена размерной цепи при известных номинальных значениях и допусках составляющих звеньев.

Однократное построение действительной формы сооружения (1 цикл сборки) основан на решении геометрических задач, цель которых – нахождение действительных координат отрезков (стержней). Впервые такой геометрический подход разработан в геодезии при построении геодезических сетей триангуляции, разбивке земельных участков [13].

Результаты формирования действительной геометрии (пространственной размерной цепи) могут быть использованы в решении задач анализа и синтеза размерной цепи. При построении расчётной схемы между элементами, участвующими в расчёте размерной цепи, назначаются необходимые геометрические процедуры, определяющие технологическую взаимосвязь между элементами.

В результате расчета формируется отчет, в котором представлены:

- гистограммы распределения вероятности, с которой замыкающее звено попадёт в заданный интервал;
- характеристики закона распределения – стандартное отклонение, вероятность;
- гистограммы оценки качества и степени влияния составляющих звеньев размерной цепи на замыкающее звено;
- исходные данные по участвующим в расчёте размерам модели.

Решение такой задачи актуально на раннем этапе конструирования изделия, когда технологические особенности подготовки производства конкретного изделия мало проработаны. Пригодится он и на заключительном этапе конструкторского процесса в качестве инструмента для заключительной поверки и в целях разработки оптимальной технологии. Для проведения анализа допусков предусмотрено два принципиально различных аналитических инструментальных средства для расчета отклонений цепи: анализ на максимум-минимум и статистический анализ. Для выполнения статистического анализа погрешностей при сборке предусмотрено несколько возможных законов распределения: нормальный, равномерный, Симпсона, экспоненциальный. Кроме того, существует режим «нет отклонений», «предельные погрешности», «заданные погрешности». Предельные погрешности – анализ по методу «максимум-

минимум». Заданные погрешности – анализ погрешностей сборки на основе выполнения реальных замеров длин стержней элементов, выполненных на заводе металлоконструкций.

Исходная информация для вычислительных процедур записывается в целочисленные массивы, состоящие из совокупности координат узлов, номеров узлов и стержней, описывающих положение стержня в общей технологической схеме сборки. Характер решаемой задачи в ВК РАСК определяется четырьмя типами режимов расчёта. Каждый из режимов одного типа может сочетаться с каждым режимом другого типа.

К первому типу относятся режимы работы, которые определяют поэтапное накопление данных для статистической оценки погрешностей. Программа позволяет выполнять расчёт как в один, так и в несколько этапов, необходимость которых зависит от решаемой задачи.

Ко второму типу режимов относятся режимы исследования, которые определяют вид погрешностей в качестве предмета анализа: зазоров узлов от номинального положения; разностей отклонений между различными узлами; отклонений в расстояниях между узлами.

Здесь в качестве критерия оценки отклонений приняты такие статистические характеристики как математическое ожидание m и среднеквадратическое отклонение σ . К третьему типу режимов относятся режимы монтажа:

- монтаж блоков без дополнительной корректировки их положения на монтажном (проектном) уровне;
- монтаж с корректировкой действительного положения блоков (элементов) относительно проектного;
- монтаж любой части конструкции от стержня или от узла как в прямом порядке стержней, так и в обратном;
- монтаж с корректировкой положения элементов относительно ранее смонтированной части сооружения.

К четвёртому режиму относится задание отклонений: для всех стержней; фиксирование действительных координат узлов без каких-либо дополнительных перемещений смонтированных частей; только для стержней, параллельных одному из векторов глобальной системы координат.

Статистическое исследование отклонений при сборке стержневой системы. Пространственные стержневые системы в большинстве случаев собираются из отдельных элементов, каждый из которых представляет отдельный стержень, ферму или балку. В результате накопления погрешностей при сборке стержневой системы происходит отклонение её действительного очертания от номинального. Такое отклонение оценено

по радіальним (δR), тангенціальним (δT) і меридіональним (δM) зміщенням вузлів. За позитивне напрямлення відхилень прийнято напрямлення від центра кривизни для δR і по годинній стрелці для δT .

Учитывая, что с вероятностной точки зрения возможная действительная форма стержневой системы является случайным событием, под испытанием подразумевается её однократное численное построение, т. е. сборка.

Отклонения узлов оболочки определяются совокупностью большого количества действительных значений геометрических расчётных параметров её монтажных элементов. Следовательно, опираясь на центральную предельную теорему теории вероятностей, можно ожидать, что распределение случайных отклонений звеньев оболочки будет приближаться к нормальному закону [8, 9].

Очевидно, что в случае отсутствия систематических погрешностей математическое ожидание m_i отклонений звеньев стержневой системы в общем случае равно нулю. Поэтому основной характеристикой случайной величины отклонения звена (стержня или узла) будет являться его среднеквадратическое значение s_i . Всякое вычисленное по данным выборки объёма n значение s_i является приближённой оценкой истинного значения σ_i , причём отличие между ними будет тем меньше, чем больше n . Можно сказать, что для вычисления среднеквадратического отклонения σ с относительной погрешностью $0,05\sigma$ и надёжностью $\gamma = 0,95$ необходимо использовать выборку объёмом 662 испытания (однократных построений) стержневой системы [8].

Выводы

Предлагаемая методика моделирования возведения стержневой системы с учётом дефектов изготовления и монтажа максимально приближена к процессу реального накопления погрешностей при возведении сооружений и имеет преимущества по сравнению с другими известными способами определения возможных начальных отклонений. Она позволяет:

- исследовать погрешности возведения сооружений любой конструктивной формы и степени сложности независимо от вида их статической определимости;
- учесть способ возведения сооружения, последовательность монтажа и укрупнительную сборку его конструкций;
- учесть перемещения смонтированных частей сооружения от постоянных нагрузок в процессе возведения;
- предусмотреть возможность корректировки пространственного положения конструктивных частей или блоков во время монтажа;

- оценить влияние сборочных напряжений на несущую способность возводимого объекта при проектировании;
- наряду со статическим расчётом по методу Мора исследовать возможные искажения геометрической формы пространственных сооружений.

Разработанный алгоритм геометрического моделирования монтажа большепролётных стержневых систем в вероятностной постановке с последующим анализом погрешностей, реализованный в ВК РАСК [3], позволяет исследовать возможные погрешности возведения большепролётных металлических конструкций различных конструктивных схем и способов возведения, а также других пространственных сооружений.

Литература

- [1] Алямовский А. А. SolidWorks. Компьютерное моделирование в инженерной практике / [А. А. Алямовский, А. А. Собачкин, Е. В. Одинцов, А. И. Харитонович, Н. Б. Пономарев]. – СПб. : БХВ-Петербург, 2005. – 800 с.
- [2] Анкин А. В. Разработка программного обеспечения для расчета пространственной размерной цепи / А. В. Анкин, Д. Л. Кузьминский // Известия МГТУ «МАМИ» : раздел 2 : Технология машиностроения и материалы. – 2011. – № 2, том 12. – С. 106–110.
- [3] Бондарев А. Б. Компьютерная программа «Вычислительный комплекс «Размерный анализ стержневых конструкций» («ВК РАСК») / А. Б. Бондарев, А. М. Югов // Свидетельство о регистрации авторских прав на компьютерную программу № 47952. – Государственная служба интеллектуальной собственности Украины. – 2013. – 2 с.
- [4] Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски : ГОСТ 21779-82. – М. : Издательство стандартов. – 1983. – 14 с.
- [5] Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Расчёт точности : ГОСТ 21780-2006. – М. : МГС. – 13 с.
- [6] Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Расчет точности : ГОСТ 21780-2006 – М. : МГС. – 13 с.
- [7] Исаев С. В. Модели геометрии машин в анализе точности / С. В. Исаев // Компьютерная хроника. – 2000. – № 8. – С. 5–18.
- [8] Кашуба Л. А. Алгоритм моделирования реальной геометрии детали [Электронный ресурс] / Л. А. Кашуба // Системный анализ в науке и образовании : электронный научный журнал. – Дубна. – 2011. – № 3. – URL: <http://www.sanse.ru/archive/19>. – 0421100111\0018.

- [9] Корн Г. Справочник по математике : для научных работников и инженеров / Г. Корн, Т. Корн – М. : Высшая школа. – 1977. – 832 с.
- [10] Минеев М. А. PRO/ENGINEER WILDFIRE 2.0/3.0/4.0 : самоучитель / М. А. Минеев, Р. Г. Прокди – СПб. : Наука и Техника. – 2008. – 352 с.
- [11] AutoCAD Civil 3D 2009. Руководство пользователя / Autodesk, Inc. – San Rafael, CA : Autodesk, 2008. – 2452 с.
- [12] Autodesk Inventor®. Series-10. Основные принципы : руководство пользователя / Autodesk, Inc. – San Rafael, CA : Autodesk, 2005. – 302 с.
- [13] Начало работы в MicroSurvey CAD 2010: руководство пользователя / MicroSurvey Software Inc.– Westbank, BC : Standard & PLUS, 2011. – 248 с. – (MicroSurvey STAR*NET. Версия 7.0. Программа для уравнивания геодезических сетей по методу наименьших квадратов).
- [14] КОМПАС-3D V12. Руководство пользователя / ЗАО АСКОН. – М. : АСКОН, 2012. – 416 с.
- [15] Смирнов А. Ф. Строительная механика. Стержневые системы / А. Ф. Смирнов, А. В. Александров, В. Я. Лашененков. – М. : Стройиздат. – 1981. – 512 с.
- [16] Шаломеенко М. А. Размерный анализ в Solid Works / М. А. Шаломеенко // САПР и графика. Инструменты АРМ. – 2010. – № 10. – С. 40–42.
- [17] SETOL 6σ. Mechanical Variation Management System. Basic Training Manual. Version 6.0 / Sigmetrix, LLC. – McKinney, TX : Sigmetrix, 2002. – 200 p.

Надійшла до редколегії 15.04.2013 р.

УДК 624.071.2.04:681.3

К расчету по МКЭ вантово-стержневых систем

Харченко Р.Б., к.т.н., Крят Е.Н.

ООО «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»

Анотація. Розглянуто варіант виведення розрахункових співвідношень МСЕ на основі методу переміщень для вантово-стрижневих систем у разі, коли вантовий кінцевий елемент являє собою провислу гнучку нитку.

Аннотация. Рассмотрен вариант вывода расчетных соотношений МКЭ на основе метода перемещений для вантово-стержневых систем в случае, когда вантовый конечный элемент представляет собой провисающую гибкую нить.

Abstract. The option is considered concerning withdrawal of calculated ratios based on FEM displacement method for guy-and-rod systems, when the cable end member represents a flexible tie thread.

Ключевые слова: вантово-стержневые системы, предварительное натяжение, система нелинейных уравнений, линеализация, метод пошаговых нагружений, мгновенная матрица жесткости, усилия натяжения вантовых элементов.

Вантово-стержневые системы достаточно изучены [1, 2, 3], известные программные комплексы обеспечивают их расчет [4, 5].

Тем не менее, при их проектировании возникает ряд проблем. Во-первых, это касается использования линейного расчета (в предположении прямолинейности вант), результаты которого во многих случаях имеют не только количественные, но и качественные несоответствия по сравнению с более точным расчетом [6]. Поэтому линейный расчет возможен только для получения весьма грубых расчетных оценок.

Во-вторых, геометрически нелинейный расчет с использованием прямолинейного конечного элемента гибкой нити, когда итерационный процесс решения системы уравнений направлен на поиск т. н. «больших» перемещений узлов вантовых элементов, позволяет только для систем типа вантовых ферм получить приемлемый результат.

Для систем же, показанных на рис. 1, в которых несущие ванты моделируются провисающей гибкой нитью, решать задачу определения неизвестных перемещений для промежуточных узлов этих элементов совершенно нет необходимости – достаточно вычислить перемещения узлов жестких элементов, к которым примыкают указанные несущие ванты. Перемещения же промежуточных точек вант всегда можно определить по точным соотношениям для гибких нитей после того, как вычислены перемещения их опорных узлов. Задача существенно

упрощається як в смислі рішення системи уравнений, так и в смислі підготовки даних. При цьому програмний комплекс рахунків повинен бути оснащений кінцевим елементом, моделюючим провисаючу гнучку нить (необхідність же в прямолинійному кінцевому елементі остається). Для систем типу мачт на оттяжках подібна задача розглядається в [4], виходячи з декількох інших передумов.

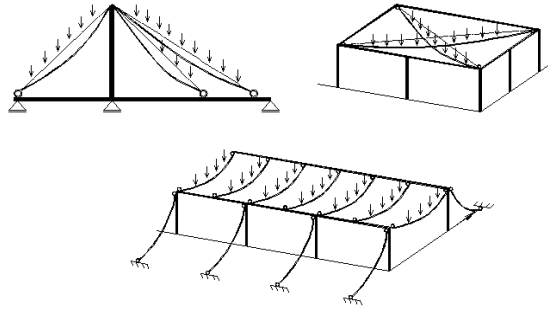


Рис. 1. Схеми вантово-стержневих конструкцій

Будем решать эту задачу, используя известные соотношения гибкой нити с соответствующими приближениями, касающимися пологости, неучёта продольных составляющих внешней нагрузки и др. [1, 7].

Для решения необходимо иметь выражения для конечных реакций вантового элемента и его матрицу жесткости в общей системе координат.

Рассмотрим нить со смещающимися в результате деформации сооружения опорами в прямолинейной системе координат (рис. 2).

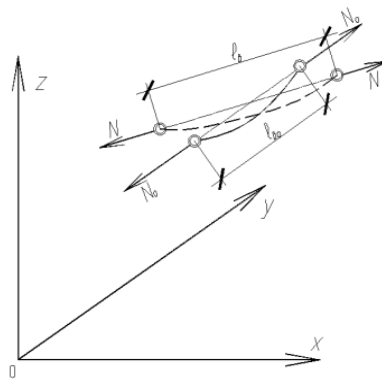


Рис. 2. Схема деформации вантового элемента

Длина нити, провисающей под влиянием собственного веса:

$$L_{\text{св}} = \ell_{\text{св}} + \frac{D_o}{2N_{\text{св}}^2}, \quad (1)$$

где $D_o = \int_0^{\ell} Q_o^2 dx$ – интеграл, выражающий характеристику собственного веса нити; $N_{\text{св}}$ – усилие предварительного натяжения нити, направленное вдоль её хорды; $\ell_{\text{св}}$ – длина хорды нити в состоянии предварительного натяжения.

Длина нити в результате деформации сооружения, в том числе, и воздействия на нить некоторой дополнительной к собственному весу нити нагрузки:

$$L_{\text{с}} = \ell_{\text{с}} + \frac{D}{2N_{\text{с}}^2}, \quad (2)$$

где $\ell_{\text{с}}$ – длина хорды нити в результате смещения ее опор; $D = \int^{\ell} Q^2 dx$ – интеграл, выражающий характеристику дополнительной нагрузки на нить; $N_{\text{с}}$ – натяжение нити в результате смещения опор или воздействия нагрузки на неё.

Под влиянием изменения усилий натяжения нить получит упругое удлинение:

$$\Delta L = \frac{(N_{\text{с}} - N_{\text{св}}) \ell_{\text{св}}}{EA_{\text{с}}}, \quad (3)$$

где принято $\ell_{\text{с}} \approx \ell_{\text{св}}$ в связи с малостью влияния ΔL на общую длину нити.

Несложно провести численную оценку этого приближения. Влияние температуры пока учитывать не будем.

Можно записать очевидное условие неразрывности деформаций:

$$L_{\text{св}} + \Delta L = L_{\text{с}}, \quad (4)$$

которое после подстановок представится в виде:

$$\ell_{\text{св}} + \frac{D}{2N_{\text{с}}^2} + \frac{(N_{\text{с}} - N_{\text{св}}) \ell_{\text{св}}}{EA_{\text{с}}} = \ell_{\text{с}} + \frac{D}{2N_{\text{с}}^2}. \quad (5)$$

Из (5) следует выражение для концевых реакций вантового элемента, направленных по его хорде:

$$R_{\epsilon} = N_{\epsilon} - N_{\epsilon 0} = \frac{EA_{\epsilon}}{\ell_{\epsilon 0}}(\ell_{\epsilon} - \ell_{\epsilon 0}) + \frac{EA_{\epsilon}}{\ell_{\epsilon 0}} \left(\frac{D}{2N_{\epsilon}^2} - \frac{D_0}{2N_{\epsilon 0}^2} \right). \quad (6)$$

Выражение (6) может быть использовано для записи системы уравнений равновесия в следующем виде:

$$\overline{R}_{\text{жс}} + \overline{R}_{\epsilon} \left(\overline{Z}_{\text{жс}}, N_{\epsilon} \right) + \overline{R}_p = 0, \quad (7)$$

где $\overline{Z}_{\text{жс}}$ – вектор перемещений жестких узлов сооружения;
 $\overline{R}_{\text{жс}}, \overline{R}_{\epsilon} \left(\overline{Z}_{\text{жс}}, N_{\epsilon} \right), \overline{R}_p$ – векторы соответственно узловых реакций в жестких и вантовых элементах и узловых нагрузок.

Имея в виду, что $\overline{R}_{\text{жс}} = [\overline{K}_{\text{жс}}] \overline{Z}_{\text{жс}}$, где $[\overline{K}_{\text{жс}}]$ – известная матрица жесткости жесткого стержня [8] рассматриваемой системы, можно записать систему нелинейных алгебраических уравнений метода перемещений:

$$\sum_{j=1}^n K_{ij} \overline{Z}_j + \sum_{\epsilon=1}^{\epsilon} \left[\frac{EA_{\epsilon}}{\ell_{\epsilon 0}}(\ell_{\epsilon} - \ell_{\epsilon 0}) + \frac{EA_{\epsilon}}{\ell_{\epsilon 0}} \left(\frac{D}{2N_{\epsilon}^2} - \frac{D_0}{2N_{\epsilon 0}^2} \right) \right] + R_i = 0, \quad (8)$$

$(i=1, \dots, n; b=1, \dots, B).$

Вместо ℓ_{ϵ} и $\ell_{\epsilon 0}$ могут быть подставлены известные зависимости:

$$\ell_{\epsilon} = \sqrt{[(x_k + v_k) - (x_n + v_n)]^2 + [(y_k + v_k) - (y_n + v_n)]^2} + \sqrt{[(z_k + w_k) - (z_n + w_n)]^2}; \quad (9)$$

$$\ell_{\epsilon 0} = \sqrt{(x_k - x_n)^2 + (y_k - y_n)^2 + (z_k - z_n)^2}. \quad (10)$$

Линеаризация системы (8) возможна на основе применения метода пошаговых нагружений [1]. Введем в эту систему параметр t :

$$\sum_{i=1}^n K_{ij} Z_j + \sum_{\epsilon=1}^{\epsilon} \left[\frac{EA_{\epsilon}}{\ell_{\epsilon 0}}(\ell_{\epsilon} - \ell_{\epsilon 0}) + \frac{EA_{\epsilon}}{\ell_{\epsilon 0}} \left(\frac{t^2}{2} \cdot \frac{D}{N_{\epsilon}^2} - \frac{D_0}{2N_{\epsilon 0}^2} \right) \right] + R_i = 0, \quad (11)$$

Применив к (11) процедуру разложения в ряд Тейлора с дифференцированием по t и оставив для рассмотрения два первых члена этого ряда, после преобразований получим:

$$\sum_{j=1}^n K_{ij} \frac{dZ_j}{dt} + \sum_{e=1}^a \frac{dR_e(Z_j, N_e, t)}{dt_i} + R_i + \rho_1 + \rho_2 = 0, \quad (12)$$

где

$$\frac{dR_e(Z_j, N_e, t)}{dt_i} = K_{\text{мгн}} \frac{dZ_i}{dt} = \left\{ EA_6 \begin{pmatrix} a & -a \\ -a & a \end{pmatrix} + \frac{R_e}{\ell_{60}} \begin{pmatrix} c & -c \\ -c & c \end{pmatrix} \right\} \left\{ \frac{dz_i}{dt} \right\}; \quad (13)$$

$$\rho_1 = \frac{-EA_6}{\ell_{60}} t^2 \frac{D}{N_e^3} \cdot \frac{dN_e}{dt}; \quad (14)$$

$$\rho_2 = \frac{EA_6}{\ell_{60}} \cdot t \frac{D}{N_e^2}; \quad (15)$$

$$a = \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline \cos^2 \alpha & \cos \alpha \cos \beta & \cos \gamma \cos \alpha & \\ \hline & \cos^2 \beta & \cos \beta \cos \gamma & \\ \hline & & \cos^2 \gamma & \\ \hline & & & 0 \\ \hline \end{array} \quad (16)$$

$$c = \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline \cos^2 \alpha & \cos \alpha \cos \beta & \cos \gamma \cos \alpha & \\ \hline & \cos^2 \beta - 1 & \cos \beta \cos \gamma & \\ \hline & & \cos^2 \gamma - 1 & \\ \hline & & & 0 \\ \hline \end{array} \quad (17)$$

Здесь

$$\begin{aligned} \cos \alpha &= \frac{(x_k + v_k) - (x_k + v_k)}{\ell_{60}}; \\ \cos \beta &= \frac{(y_k + v_k)}{\ell_{60}}; \\ \cos \gamma &= \frac{(z_k + w_k) - (z_k + w_k)}{\ell_{60}}. \end{aligned} \quad (18)$$

Выражение в фигурных скобках соотношения (13) определяет мгновенную матрицу жесткости $[K_{мгн}]$ для вантового элемента, произвольно ориентированного в пространстве. Она по форме, по-видимому, совпадает с аналогичной матрицей жесткости нелинейного прямолинейного стержня. Однако особенность данного алгоритма заключается в необходимости определения величины $R_ε$ по (6), величины $N_ε$ по кубическому уравнению и наличию нелинейных членов $ρ_1$ и $ρ_2$.

Разрешающую систему линейных алгебраических уравнений относительно узловых приращений можно представить в виде:

$$\sum_{j=1}^n [K_{ij} + K_{мгн}] \frac{dZ_i}{dt} + R_i^* = 0, \quad (19)$$

где $R_i^* = R_i + ρ_1 + ρ_2$ – приведенная узловая нагрузка.

Решение системы (12) производится на основе шагового метода. На нулевом шаге задаемся исходной геометрией всей системы и вантовых элементов в частности, а также начальной величиной усилия предварительного натяжения $N_{ε0}^{(0)}$. Нагрузка на ванты равна их собственному весу; узловая нагрузка $R_i^{(0)}$ соответствует собственному весу жестких элементов. Нулевой шаг позволит определить перемещения $\frac{dz^{(0)}}{dt_0}$ от собственного веса конструкции и затем – уточненную величину предварительного натяжения, решая кубическое уравнение:

$$N_ε^3 + \left(\frac{EA_ε \cdot D_0}{2\ell_{ε0} N_{ε0}^2} - N_{ε0} - EA_ε \frac{\ell_ε - \ell_{ε0}}{\ell_{ε0}} \right) N_ε^2 - \frac{EA_ε \cdot D}{2\ell_{ε0}} = 0, \quad (20)$$

полученное преобразованием соотношения (5). Таким образом, будут получены исходные данные для 1-го шага. Далее, задавая $t^{(n)}$ в интервале от $t^{(1)}$ до $t=l$ с шагом t и решая системы линейных уравнений (12), будем определять $\frac{dz_j}{dt}$, что позволит на каждом шаге корректировать геометрию стержневой системы и длин хорд вантовых элементов. На каждом шаге корректируются также величины D , $N_ε$, $\frac{dN_ε}{dt}$, $ρ_1$, $ρ_2$ и коэффициенты глобальной матрицы жесткости. Внутренние условия в жестких элементах

достаточно определить на последнем шаге, пользуясь обычной процедурой обратного хода. Перемещения промежуточных точек вантовых элементов можно определить известным приемом, зная величины балочных изгибающих моментов от нагрузки на них и полученные усилия их натяжения. Для решения задачи достаточно 10 шагов, не считая нулевого.

Тестовые расчеты выполнены «вручную» на микрокалькуляторе, системы уравнений решались с использованием MathCAD'a. Расчеты показали работоспособность и эффективность предлагаемого алгоритма.

Литература

- [1] Перельмутер А. В. Основы расчета вантово-стержневых систем / А. В. Перельмутер. – М. : Стройиздат, 1969. – 190 с.
- [2] Дмитриев Л. Г. Вантовые покрытия / Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – К. : Будівельник, 1974. – 271 с.
- [3] Трофимович В. В. Оптимальное проектирование металлических конструкций / В. В. Трофимович, В. А. Пермяков. – К. : Будівельник, 1981 – 136 с.
- [4] Карпиловский В. С. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD / [В. С. Карпиловский, С. З. Криксунов, А. А. Маляренко, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер] – М. : Издательство «СКАД Софт», 2007.
- [5] ЛИРА. Програмный комплекс для расчета и проектирования конструкций : справочно-теоретическое пособие / [под ред. академика АПН Украины А. С. Городецкого]. – Москва–Киев : Факт, 2003.
- [6] Смирнов Ю. В. К расчету вантово-балочных конструкций / Ю. В. Смирнов, Л. Н. Волкова // Строительная механика и расчет сооружений. 1983. – № 6.
- [7] Качурин В. К. Теория вантовых систем. Статический расчет / В. К. Качурин. – Ленинград–Москва : Стройиздат, 1962. – 224 с.
- [8] Постнов В. А. Метод конечных элементов в расчетах судовых конструкций / В. А. Постнов, И. Я. Хархурим. – Ленинград : Судостроение, 1974. – 342 с.

Надійшла до редколегії 15.03.2013 р.

УДК 624.076.2

Менеджмент качества противокоррозионной защиты металлоконструкций

Гибаленко А.Н., к.т.н.

Приазовский Государственный технический университет, Украина

Анотація. Використання металевих конструкцій, залежно від призначення і конструктивної форми, передбачає застосування їх в промислових будівлях, кранових та інших рухомих конструкціях, що належать до гірничо-металургійного комплексу. Розроблена і обґрунтована методика застосування засобів первинного та вторинного захисту при заданні моделі експлуатації і терміну служби сталевих конструкцій в умовах корозійно-активних впливів. На основі сформульованих вимог конструктивної пристосованості і технологічної раціональності сталевих конструкцій та їхніх захисних покриттів визначено порядок розрахунків на корозійну стійкість, довговічність і ремонтпридатність по граничних станах на стадії конструкторської підготовки виготовлення металлоконструкцій.

Аннотация. Использование металлических конструкций, в зависимости от назначения и конструктивной формы, предусматривает применение их в промышленных зданиях, крановых и других подвижных конструкциях, относящихся к горно-металлургическому комплексу. Разработана и обоснована методика выбора средств первичной и вторичной защиты при задании модели эксплуатации и срока службы стальных конструкций в условиях коррозионно-активных воздействий. На основе сформулированных требований конструктивной приспособленности и технологической рациональности стальных конструкций и их защитных покрытий определен порядок расчетов на коррозионную стойкость, долговечность и ремонтпригодность по предельным состояниям на стадии конструкторской подготовки изготовления металлоконструкций.

Abstract. The use of metal structures, depending on the destination and constructive form, is foreseen for application in industrial buildings, crane and other movable structures related to the mining-metallurgical complex. The procedure is developed and well-founded for the choice of primary and secondary protection means when setting the model of operation and service life of steel constructions effected by corrosive conditions. According to the formulated requirements for constructive fitness and technological rationality of steel structures and their protective coatings the calculation procedure is defined on corrosion resistance, durability and serviceability on limit states at the stage of design study before the fabrication of steelwork.

Ключевые слова: мониторинг коррозионного состояния, первичная и вторичная защита от коррозии, строительные металлические конструкции, метод предельных состояний, менеджмента качества.

Описание проблемы. Надежная и безопасная эксплуатация зданий и сооружений на протяжении установленного срока эксплуатации T_{ef} определяется соблюдением требований нормативных положений, обуславливающих выполнение объектами технологических и эксплуатационных функций на протяжении заданного промежутка времени [1]. Следует

отметить, что особенности работы сооружений, изменение характеристик технологических процессов и закономерностей нагрузок, состава и характеристик воздействий агрессивной среды оказывают существенное влияние на показатели коррозионной стойкости и долговечности конструктивных элементов, их защитных противокоррозионных покрытий. Отечественный и зарубежный опыт свидетельствует, что долговременная защита от коррозионного разрушения обеспечивается при условии согласования всеми заинтересованными сторонами состава спецификации по противокоррозионной защите в соответствии с требованиями [2]. Является актуальной необходимостью совершенствования требований к средствам и методам противокоррозионной защиты конструкций. Это обуславливает уменьшение уровней риска возможных потерь, причинённых случайными действиями, вызывающими разрушение конструкций при выходе из режима нормальной эксплуатации путем обеспечения первичной и вторичной противокоррозионной защиты.

Определено [3], что первичная защита от коррозии достигается за счет повышения коррозионной стойкости стали, рационального выбора конструктивных решений, увеличения концентрации материала в сечениях, снижения влияния внутренних факторов на появление и протекание коррозии (местной, питтинговой, контактной, щелевой, коррозионного растрескивания, коррозионной усталости и т.п.). Вторичная защита обеспечивает ограничение (отсутствие) действия среды на конструкцию, долговечность конструктивной формы при использовании защитных противокоррозионных покрытий. При этом надежность (долговечность, живучесть) будет характеризоваться следующими показателями – временем достижения отказа сооружений (конструктивных элементов, узловых соединений сопряжений металлоконструкций) и сроками службы защитных противокоррозионных покрытий. Номенклатура применения металлических конструкций в зависимости от назначения и конструктивной формы предусматривает использование их в промышленных зданиях, крановых и других подвижных конструкциях, относящихся к горно-металлургическому комплексу [4].

Постановка проблемы. Большое значение приобретают мероприятия по учету: условий эксплуатации и влияния окружающей среды; техногенных опасностей, приводящих к нарушению работоспособности; опасностей, вызванных неточностями проектирования и прогнозирования условий эксплуатации [5].

Учет потребностей заказчика при разработке и подготовке конструкторских, технологических мер первичной и вторичной защиты металлических конструкций от коррозии при заданном сроке службы обеспечивается методическим подходом на основе системы менеджмента

качества к оценке предельных состояний и требований обеспечения надежности, безопасности и долговечности конструкций зданий и сооружений [6].

Экономическая эффективность дополнительных затрат на управление и функционирование гражданских и промышленных объектов, транспортной инфраструктуры во многом определяется правильным выбором конструктивных и технологических решений противокоррозионной защиты на основе принципов менеджмента качества ISO 9001:2008 [7]. Методология стандартов включает восемь принципов менеджмента качества, способствующих достижению целей для разработанной системы и организационной структуры управления при проектировании, изготовлении и эксплуатации строительных металлоконструкций [8]. Разработка средств и методов защиты от агрессивных воздействий для обеспечения заданных показателей надежности и безопасности должна предусматривать техническое регулирование по требованиям заказчика конструктивных и технологических мер первичной и вторичной защиты при изменении расчетной ситуации, устанавливающей эксплуатационные характеристики объекта.

Требования заказчика определяют цели менеджмента качества по показателям коррозионной стойкости и долговечности, излагаемые в техническом задании на проектирование конструкций зданий и сооружений. Расчетные модели преобразования требований надежности и безопасности в характеристики эксплуатационных свойств конструкций устанавливают методы контроля качества, диагностики коррозионного состояния, определяют целесообразность привлечения специализированных организаций, экспертов, обслуживающего персонала для выполнения процедур подтверждения качества. Важную роль играет наличие соответствующей профессиональной подготовки специалистов: знания о характере, степени влияния их деятельности на безопасность; осознание последствий несоблюдения правил и требований, документированных процедур производственных процессов и методов контроля; обозначение мер ответственности и взаимодействия исполнителей на протяжении установленного срока эксплуатации сооружений.

Проблемы, отраженные в исследовании. Гарантии качества, представленные спецификациями по ресурсу при проектировании и изготовлении, реализуются на основе процессного подхода, отражающего систему технического обслуживания (ремонта) конструкций в течение установленного срока службы объекта. Системный подход к управлению предполагает идентификацию и формализованное описание напряженно-деформированного состояния конструкций на основе зависимостей коррозионной системы «нагрузка-конструкция-среда». Разработанная процедура

мониторинга коррозийного состояния обеспечивает возможность оценки параметров регулирования ресурса конструкций для реализации политики постоянного улучшения, направленной на совершенствование мер первичной и вторичной защиты.

Преимущества регистрационного метода оценки показателей ремонт-пригодности металлоконструкций по фактическому состоянию позволяют сформулировать подход принятия решений для обеспечения технологической безопасности зданий и сооружений в коррозионных средах. Предполагаемая организационная структура взаимовыгодных отношений с поставщиками услуг и собственниками на основе принципов менеджмента качества противокоррозионной защиты является основой для обеспечения гарантированных показателей коррозионной стойкости и долговечности при изготовлении металлоконструкций.

Расчет на коррозионную стойкость связан с учетом мер первичной и вторичной защиты на основе признаков предельных состояний первой и второй группы. Расчет показателей коррозионной стойкости, ремонт-пригодности и долговечности выполняется по расчетным схемам и данным таблиц ведомости элементов чертежей КМ. Расчетные зависимости для обоснования конструктивных решений первичной и вторичной защиты на стадии КМД имеют вид:

I предельное состояние:

$$\Phi/N + (1 - \gamma_{zk}) \leq \Gamma/\gamma_{sr}; \quad (1)$$

$$(1 - \gamma_{zn}) \cdot A \cdot T_n^c \leq m \cdot \delta (1 - 1/\Gamma). \quad (2)$$

II предельное состояние:

$$F_e = \left(\frac{\Gamma}{\gamma_{zf}} - \frac{\Gamma/\gamma_{zk} + 1/\Gamma}{2} \right)^2; \quad (3)$$

$$T_{zy} \geq \gamma_{zn} \cdot T_z; \quad (4)$$

$$T_{By} \leq (1 - \gamma_{zn}) T_3; \quad (5)$$

$$T_{my} \geq \gamma_{zn} T_m. \quad (6)$$

где Φ – предельное усилие, которое может воспринять рассчитываемый элемент; N – наибольшее расчетное усилие в конструктивном элементе; Γ – отношение резерва надежности; γ_{zk} – коэффициент надежности противокоррозионной защиты, устанавливаемый при обосновании методов первичной защиты; γ_{zn} – коэффициент надежности противокоррозионной защиты, устанавливаемый при обосновании методов вторичной защиты; γ_{zf} – коэффициент надежности противокоррозионной защиты, определя-

емый по данным контроля коррозионного состояния в период эксплуатации; A – характеристика степени агрессивности режима эксплуатации, $г/(м^2 \text{ год})$; T_n – назначенный срок службы защитного покрытия с учетом коэффициента кинетики коррозионного износа c ; m – переводной коэффициент коррозионных потерь; δ – приведенная толщина сечения элемента; T_m – нормативный срок службы защитных металлических покрытий; $T_{z\gamma}$ ($T_{m\gamma}$) – гарантированный срок службы защитных (металлических) покрытий с доверительной вероятностью $\gamma=0,95$; $T_{в\gamma}$ – гамма-процентный срок восстановления противокоррозионной защиты.

На основании зависимостей (1...6) производится описание расчетных ситуаций по коррозионной стойкости и долговечности для решения задачи аналитического определения временных характеристик табличной модели заданного срока службы конструкций и их защитных покрытий ($T_{п\gamma}$) при установленных показателях расчетного сопротивления коррозионному воздействию конструктивного элемента (A , $г/м^2 \text{ год}$), коэффициентов надежности первичной защиты γ_{zk} и вторичной защиты от коррозии γ_{zn} (табл. 1). Для анализа коррозионной опасности рассматривается расчетная ситуация постоянного типа, при которой учитывается опасное явление – изменение (ухудшение) качества конструкций по причине коррозионного износа.

Таблица 1

Табличная модель срока службы стальных конструкций по показателям коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности

Обозначение расчетной ситуации	Состояние объекта противокоррозионной защиты по данным менеджмента показателей качества ¹⁾																	
	Q	K	Z	I	J	S	A	B	C	D ₁	D ₂	E	F ₁	F ₂	G ₁	G ₂	H	
S(R1)	*		*	*	*		*			*	*		*	*				
S(R2)		*	*	*	*		*			*	*							

¹⁾Примечание. Знак * указывает на этапы задания и контроля требований первичной и вторичной защиты для установленной расчетной ситуации.

Для расчета конструкций используется расчетная модель, учитывающая факторы, оказывающие существенное влияние на напряженное и деформированное состояние конструкции с учетом изменчивости процессов. Предельные состояния относятся ко всей конструкции, отдельным элементам, соединениям или поперечным сечениям. Исходными данными для расчета являются параметры среды эксплуатации и свойства материалов. Опосредовано учитывается влияние агрессивной среды. Коэффициент готовности стальных конструкций (K_g) является комплексным показателем ремонтпригодности, характеризующим параметры конструктивных и технологических мер первичной и вторичной защиты (табл. 2).

Таблиця 2

Классификационные признаки уровня коррозионной опасности (КІ - КV)

Степень агрессивности воздействий, К, мм/год	Интервальные оценки коэффициента готовности противокоррозионной защиты, K_g				
	$0 < K_g \leq 0,1$	$0,1 < K_g \leq 0,3$	$0,3 < K_g \leq 0,5$	$0,5 < K_g \leq 0,7$	$0,7 < K_g \leq 1,0$
Слабоагрессивных, $0,01 < K \leq 0,05$	КІ				
Низкоагрессивная, $0,05 < K \leq 0,08$	КІІ	КІ	*	*	*
Высокоагрессивная, $0,08 < K \leq 0,20$	КІІІ	КІІ	КІ	*	*
Очень высокоагрессивная, $0,20 < K \leq 0,50$	КІV	КІІІ	КІІ	КІ	*
Сильноагрессивной, $K > 0,50$	КV	КІV	КІІІ	КІІ	КІ

* Для установленных интервальных значений признаков (K, K_g) уровень коррозионной опасности не нормируется.

$$K_g = \frac{T_{k\gamma} + T_{z\gamma}}{T_{k\gamma} + nT_{z\gamma}}; \quad (7)$$

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.

Цель публикации. Последовательность этапов менеджмента средств и методов защиты от коррозии конструкций по требованиям технологической безопасности представлена на рис. 1.

Разработанный подход определяет область применения материалов и рациональность их выбора в зависимости от назначения конструкций зданий и сооружений. С учетом последствий, вызванных действием агрессивных сред, предлагается использовать следующие четыре категории ответственности стальных конструкций и их защитных покрытий: П1 – категория ответственности, не допускающая появление коррозионных поражений для первичной защиты и признаков нарушения декоративных и защитных свойств вторичной защиты; П2 – категория ответственности, не допускающая появление коррозионных поражений для первичной защиты и характеризуется снижением декоративных и защитных свойств вторичного защиты; П3 – категория ответственности, допускающая появление коррозионных поражений для первичной защиты и снижение декоративных и защитных свойств вторичной защиты; П4 – категория ответственности, допускающая снижение показателей первичной защиты.



Рис. 1. Последовательность конструкторских и технологических мер первичной и вторичной защиты при изготовлении конструкций с гарантированной долговечностью

Подтверждение соответствия класса материала, средств первичной и вторичной защиты по категориям ответственности стальных конструкций и их защитных покрытий производится в соответствии с требованиями табл. 3.

Таблица 3
Категории ответственности и требования к способам первичной и вторичной защиты от коррозии

Класс материала средств первичной и вторичной защиты	Категория ответственности конструкций и их защитных покрытий	Коэффициенты надежности защиты	
		первичной, γ_{zk}	вторичной, γ_{zn}
I	П3, П4	0,95	0,8
II	П3	0,99	0,9
III	П2	-	0,95
IV	П1	-	0,99

Последовательность обработки мероприятий первичной, вторичной защиты конструкций по требованиям рациональности и обобщенная логистическая модель для выбора способов защиты приведена на рис. 2.

Структурные схемы показателей надежности представлены потоковыми графами, описывающими изменения коррозионного состояния стальных конструкций с учетом конструктивных и технологических вариантов противокоррозионной защиты при обслуживании объектов по фактическому состоянию в течение установленного срока службы. Структура показателей долговечности стальных конструкций в коррозионных средах включает расчетно-экспериментальную оценку, технический контроль и диагностику эксплуатационных свойств на протяжении жизненного цикла стальных конструкций:

A – сохранение объектом исправного состояния в период нормальной эксплуатации; *B* – нарушение исправного состояния технологического оборудования и изменение степени агрессивности воздействий; *C* – нарушение работоспособного состояния ограждающих конструкций и изменение степени агрессивности воздействий; *D1* – нарушение работоспособного состояния противокоррозионной защиты и появление коррозионных поражений; *D2* – восстановление работоспособного состояния противокоррозионной защиты; *E* – нарушение исправного состояния противокоррозионной защиты; *F1* – нарушение исправного состояния при коррозионном повреждении; *F2* – восстановление исправного состояния в процессе усиления конструктивного элемента; *G1* – нарушение исправного состояния в результате отклонения фактического состояния конструкции от предусмотренного проектом; *G2* – восстановление исправного состояния в процессе усиления конструктивного элемента; *H* – нарушение работоспособности состояния стальных конструкций; *T* – введение конструктивно-технологических ограничений для восстановления работоспособного состояния; *R* – продление ресурса за установленным сроком службы объекта после восстановления работоспособного состояния; *P* – переход объекта в предельное состояние (аварийный режим); *M* – вывод из эксплуатации; *L* – ликвидация (демонтаж) объекта; *N* – замена (монтаж) новой конструкции или сооружения.

Определение требований к первичной и вторичной защите производится при согласовании с заказчиком типовой модели эксплуатации, применительно к которой разрабатывается номенклатура показателей надежности (стадия технического задания *Q*). Установлены основные этапы конструкторской подготовки производства (*I*), связанные с анализом возможностей первичной защиты (*K*) на стадии КМ и требований по коррозионной стойкости в рабочих чертежах КМД. При выборе средств вторичной защиты учитываются показатели технологической рациональности, свя-

занные с условиями изготовления (*J*), монтажа (*S*) и эксплуатации (*A*). Обобщенная структурная модель расчетных ситуаций выбора средств первичной и вторичной защиты при заданном сроке службы конструкций, представлена на рис. 2.

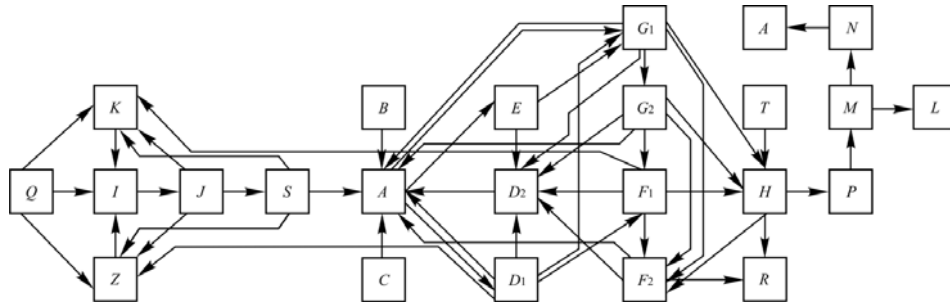


Рис. 2. Обобщенная структурная модель расчетных требований по коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности при изготовлении стальных конструкций

Обоснование эффективности проектных решений первичной и вторичной защиты от коррозии разрабатывается на основе показателя среднего риска (среднего убытка) согласно зависимости:

$$R_c = \sum_{i=1}^{i=n} P_i X_i, \quad (8)$$

где R_c – количественная мера риска, средний риск, что выражается величиной ожидаемых потерь (грн.); P_i – вероятность получения убытка размера X_i в результате наступления какого-либо неблагоприятного события (группы событий); X_i – величина ущерба в стоимостном выражении (грн.); n – число возможных вариантов убытков, которые могут иметь место при наступлении неблагоприятного события, включая и нулевой ущерб.

Средний риск предпринимательской деятельности при реализации защитных мер по предупреждению коррозионного разрушения можно определить на основании выражения:

$$R_c = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m g_{ij}(V) P_j P_i(j, z_j) X_i, \quad (9)$$

где: $P_i(j, z_j)$ – условная вероятность возникновения ущерба X_i при наступлении неблагоприятного события j -го типа и осуществления защитных мер от него с затратами z_j ; $g_{ij}(V)$ – вероятность выбора объектом ситуации характеризуется вероятностью наступления неблагоприятного события P_j и законом распределения ущерба $P_j(j, z_j)$, который зависит от

принятых мер по защите z_j . Особенность подхода к определению риска на основе зависимости (10) приведена графически на рис. 3.

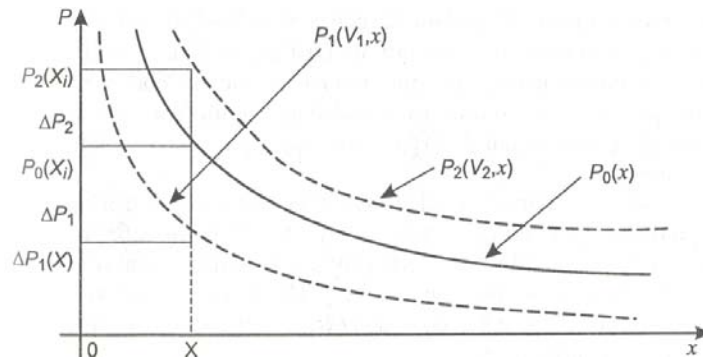


Рис. 3. Распределение убытков при возможности и невозможности выбора способов защиты от коррозии

Определены требования к оценке качества противокоррозионной защиты и менеджмента показателей долговечности стальных конструкций, которые применены для регламентных процедур обеспечения технологической безопасности зданий и сооружений горно-металлургического комплекса.

Разработанный подход использован при обосновании противокоррозионной защиты стальных конструкций строений обогатительной фабрики «Свято-Варваринская» ПрАО «Донецксталь».

Выбор систем защитных покрытий включал анализ показателей технологической рациональности противокоррозионной защиты B_{oz} по данным экспертной оценки конструкторской и технологической подготовки производства согласно выражению (10):

$$B_{oz} = \sum_{i=1}^{i=N} B_i = \sum_{i=1}^{i=N} \sum_{j=1}^{j=P} m_i b_{ij} \left(\sum_{c=1}^{c=Q} q_{ij} / 100 \cdot Q \right), \quad (10)$$

Усовершенствованная методика определения базовых показателей технологичности противокоррозионной защиты позволяет учитывать показатели надежности стальных конструкций и их защитных покрытий на всех стадиях жизненного цикла в соответствии с требованиями стандарта ISO 12944. Результатом экспертной оценки показателя технологической рациональности по вариантам выполнения вторичной защиты является определение коэффициента надежности z_{ny} с помощью формулы (11) или с использованием графической зависимости на рис. 4:

$$\gamma_{zn} = \frac{1}{1 + b \exp(-cB_{oz})} \quad (11)$$

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

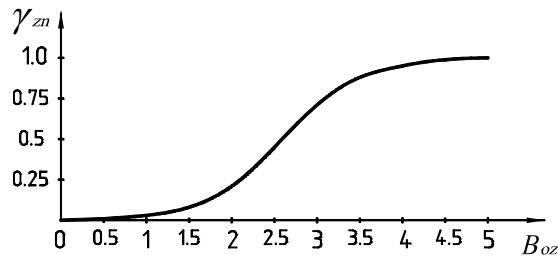


Рис. 4. Графическая зависимость коэффициента надежности вторичной защиты γ_{zn} от показателя технологической рациональности B_{oz}

Выполненные испытания более пятидесяти систем защитных покрытий обеспечило возможность использования материалов и технологий долгосрочной защиты, которая разрешает снизить эксплуатационные затраты за счет увеличения заводской стоимости противокоррозионной защиты конструкций в процессе изготовления [9]. Учет нормативных требований по защите от коррозии [10] выполняется при определении требуемого коэффициента первичной защиты γ_{zk} по условиям, представленным в табл. 4.

Обоснование эффективности защиты строительных конструкций и сооружений от коррозии с учетом положений действующих норм [10, 11] предлагается производить согласно разработанной методике с учетом коэффициента готовности стальных конструкций (K_g). Использование коэффициента готовности стальных конструкций направлено на обеспечение недопустимости возрастания уровней риска при эксплуатации объекта и обоснование мероприятий проведения ремонтного обслуживания.

Задача определения коэффициента готовности при воздействиях агрессивных сред (A_n , г/м² год) сформулирована как расчет стальных конструкций по предельным состояниям на коррозионную стойкость и долговечность по результатам ускоренных коррозионных испытаний защитных покрытий. При этом реализуется принцип эшелонированной защиты при использовании последовательных барьеров предотвращения достижения предельных состояний при коррозионном износе способов первичной и вторичной защиты.

Таблиця 4

Требования к показателям надежности противокоррозионной защиты						
Степень коррозионной стойкости	Группа средств и методов защиты	Способ защиты конструкции	Расчетные значения $\gamma_{zn} / \gamma_{zk}$, при сроке службы $T_{пр}$, год			
			10	30	50	100
СКС 1	СМЗ 1	Углеродистые и низколегированные стали без защиты	-----	-----	-----	-----
			0,99	0,99	0,98	0,95
СКС 2	СМЗ 2	Атмосферостойкие стали без защиты	-----	-----	-----	-----
	СМЗ 1.2	Углеродистые и низколегированные стали с ЛКП	0,97 0,999	0,86 0,99	0,77 0,975	0,74 0,99
СКС 3	СМЗ 1.1	Стали углеродистые и низколегированные, оцинкованные	0,99 0,999	0,95 0,99	0,92 0,975	0,91 0,95
	СМЗ 1.2	Углеродистые и низколегированные стали с ЛКП	0,89 0,99	0,88 0,975	0,84 0,95	0,83 0,90
СКС 4	СМЗ 1.3	Углеродистые, низколегированные, оцинкованные стали с ЛКП	0,95 0,99	0,90 0,975	0,92 0,95	0,92 0,90
	СМЗ 1.2	Углеродистые и низколегированные стали с ЛКП	0,86 0,975	0,89 0,95	0,89 0,90	0,88 0,85
СКС 5	СМЗ 1.3	Стали углеродистые, низколегированные, оцинкованные с ЛКП	0,92 0,975	0,93 0,95	0,91 0,90	0,93 0,85
	СМЗ 1.2	Углеродистые и низколегированные стали с ЛКП	0,85 0,95	0,87 0,90	0,88 0,85	0,91 0,80

Установленные принципы обеспечивают возможность нормирования коэффициента надежности первичной и вторичной защиты (γ_{zk} , γ_{zn}) от коррозии для расчета строительных металлоконструкций на коррозионную стойкость и долговечность на стадии проектирования. Коэффициенты надежности противокоррозионной защиты (γ_{zk} , γ_{zn}) устанавливают возможные отклонения прочностных, деформационных, эксплуатационных характеристик конструктивных элементов, определенные для типовой модели эксплуатации объекта и заданного срока службы (T_{ef} , год), от расчетных значений параметров, полученных по критериям предельных состояний I и II группы без учета показателей гарантированной долговечности. Требования к показателям долговечности первичной и вторичной противокоррозионной защиты стальных конструкций допускается устанавливать в зависимости от срока эксплуатации по табл. 5.

В расчете используются заданные характеристики коэффициента надежности противокоррозионной защиты γ_{zk} по показателю коррозионной стойкости (первичная защита) и коэффициенту надежности противокоррозионной защиты γ_{zn} по гарантированной долговечности (вторичная защита). Разработка рабочих чертежей антикоррозионной защиты (стадия

А3) производится с учетом требований [12] к первичной защите (повышение коррозионной стойкости конструктивной формы) и вторичной защите (повышение долговечности средств и методов противокоррозионной защиты). В проектных решениях необходимо приводить данные о зонировании режима эксплуатации по составу и интенсивности агрессивных воздействий, классификации коррозионных сред, требования к срокам службы и возобновления защитных покрытий.

Таблица 5

Требования к показателям надежности противокоррозионной защиты по критериям предельных состояний

Конструктивные и эксплуатационные характеристики по СНиП 2.03.11-85			Расчетные значения γ_{zn}/γ_{zk} , при сроке службы T_n , год			
Степень K агрессивности среды (СКАС)	Способы первичной защиты конструкции	Методы вторичной защиты (МВЗ)	10	30	50	100
СКАС 1	Углеродистые и низколегированные стали без вторичной защиты	МВЗ 1	----- 0,99	----- 0,99	----- 0,98	----- 0,95
СКАС 2	Атмосферостойкие стали без вторичной защиты	МВЗ 2	----- 0,99	----- 0,96	----- 0,94	----- 0,91
	Углеродистые и низколегированные стали с ЛКП	МВЗ 1.2	0,97 0,99	0,86 0,99	0,77 0,98	0,74 0,99
СКАС 3	Углеродистые и низколегированные оцинкованные стали	МВЗ 1.1	0,99 0,99	0,95 0,99	0,92 0,98	0,91 0,95
	Углеродистые и низколегированные стали с ЛКП	МВЗ 1.2	0,89 0,99	0,88 0,98	0,84 0,95	0,83 0,90
СКАС 4	Углеродистые, низколегированные, оцинкованные стали с ЛКП	МВЗ 1.3	0,95 0,99	0,90 0,98	0,92 0,95	0,92 0,90
	Углеродистые и низколегированные стали с ЛКП	МВЗ 1.2	0,86 0,98	0,89 0,95	0,89 0,90	0,88 0,85
СКАС 5	Углеродистые и низколегированные стали с ЛКП	МВЗ 1.2	0,85 0,95	0,87 0,90	0,88 0,85	0,91 0,80
	Углеродистые, низколегированные, оцинкованные стали с ЛКП	МВЗ 1.3	0,92 0,98	0,93 0,95	0,91 0,90	0,93 0,85

Выводы

1. Установлено, что низкая культура технической эксплуатации основных фондов промышленных предприятий в условиях агрессивных действий связана с отсутствием системы принятия решений относительно рационального выбора мер первичной и вторичной защиты от коррозии.

2. Для снижения ущерба от коррозии предложен организационно-экономический механизм, позволяющий на основе методов риск-анализа управлять инвестиционными и инновационными проектами внедрения новых материалов и технологий противокоррозионной защиты стальных конструкций по критерию коррозионной опасности.

3. В результате теоретических и экспериментальных исследований, выполненных при обосновании мер первичной и вторичной защиты от коррозии, разработан процессный подход к обеспечению требований качества стальных конструкций по показателям коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности при научно-техническом сопровождении проблемы ресурса строительных объектов в коррозионных средах.

4. Обоснована методика выбора средств первичной и вторичной защиты при задании модели эксплуатации и срока службы стальных конструкций в условиях коррозионно-активных воздействий. На основе сформулированных требований конструктивной приспособленности и технологической рациональности стальных конструкций и их защитных покрытий определен порядок расчетов на коррозионную стойкость, долговечность и ремонтпригодность по предельным состояниям на стадии конструкторской подготовки производства металлоконструкций.

5. Для решения задачи мониторинга гарантированных показателей качества противокоррозионной защиты стальных конструкций использована обобщенная структурная модель расчетных ситуаций режима эксплуатации строительного объекта. Исходными данными для сравнительной оценки эффективности технических решений по защите от коррозии являлись характеристика степени агрессивности режима эксплуатации (A_n), обобщенный показатель технологической рациональности B_{0z} , а также коэффициенты надежности первичной (γ_{zk}) и вторичной защиты (γ_{zn}), устанавливаемые в зависимости от заданного срока службы объекта (T_{ny}).

Литература

- [1] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [2] Лаки и краски – защита от коррозии стальных конструкций системами защитных покрытий : ISO 12944-8:1998. – М. : Издательство ИСО/МЭК, 2005. – 171 с. – (Международный стандарт; перевод на русский язык ©Компании «Технорматив», Москва, 2007).

- [3] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [4] Беленя Е. И. Металлические конструкции. Общий курс : учебник для вузов / [Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Веденников и др.] ; под общ. ред. Е. И. Беленя. – М. : Стройиздат, 1986. – 590 с.
- [5] Пособие по контролю состояния строительных металлических конструкций зданий и сооружений в агрессивных средах, проведению обследований и проектированию восстановления защиты конструкций от коррозии : пособие к СНиП 2.03.11-85) / [сост. Голубев А. И., Горохов Е. В., Королев В. П. и др.] – М. : Стройиздат, 1989. – 51 с.
- [6] Шимановський О. В. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпеки будівельних конструкцій / О. В. Шимановський, В. П. Корольов // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – №1. – С. 4–9.
- [7] Системи управління якістю. Вимоги : ДСТУ ISO 9001:2009 (ISO 9001:2008, IDT). – Офіц. вид. – К. : Держспоживстандарт України, 2009 – 43 с. – (Національний стандарт України).
- [8] Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації : ДБН В.1.2-9-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – 21 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [9] Королев В. П. Прогнозирование и повышение долговечности стальных конструкций в коррозионных средах промышленных предприятий : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Владимир Петрович Королев. – Макеевка, 1984. – 226 с.
- [10] Защита строительных конструкций от коррозии : СНиП 2.03.11-85. – Офиц. изд. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с. – (Строительные нормы и правила).
- [11] Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии : СНиП 3.04.03-86. – Офиц. изд. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 32 с. – (Строительные нормы и правила).
- [12] Основні вимоги до проектної та робочої документації : ДСТУ Б А.2.4-4:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 57 с. – (Система проектної документації для будівництва. Національний стандарт України).

Надійшла до редколегії 14.04.2013 р.

УДК 624.011

Комментарии к отказу от нормативного метода расчета сжато-изгибаемых деревянных элементов

Клименко В.З., к.т.н.

Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина

Анотація. У нормативному документі по проектуванню дерев'яних конструкцій немає місця методу розрахунку, математична формалізація якого суперечить фізичним явищам. Таким став нормативний метод розрахунку стиснуто-згинальних елементів із клеєної деревини. Наукового пояснення (*nervas probandi* – лат., вирішального аргументу) можливості використання в ньому коефіцієнта поздовжнього згину більше за одиницю і, одночасно, двох модулів пружності деревини бути не може. Від подібного методу розрахунку із протиприродним змістом його основи слід відмовитися.

Аннотация. В нормативном документе по проектированию деревянных конструкций не место расчета, математическая формализация которого противоречит физическим явлениям. Таким стал нормативный метод расчета сжато-изгибаемых элементов из клееной древесины. Научного объяснения (*nervas probandi* – лат., решающего аргумента) возможности использования в нем коэффициента продольного изгиба больше единицы и, одновременно, двух модулей упругости древесины быть не может. От такого метода расчета с противоположным содержанием его основы следует отказаться.

Abstract. It is inappropriately to place in the normative document for design of wooden structures the calculation method, a mathematical formula of which contradicts the physical phenomena. So became the normative procedure for calculation of beam-bending elements made of laminated wood. There can be no scientific explanation (*nervas probandi* – Lat. decisive argument) concerning the possibility to apply the buckling ratio, which is greater than one, simultaneously with two modulus of wood elasticity. Such a calculation method of perverted nature in its content should be abandoned.

Ключевые слова: pro et contra нормативного метода расчета сжато-изгибаемых деревянных элементов.

De omnibus dubitandum (лат. сомневайся во всем). Сомнения¹ относительно некоторых правил СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования» появились у автора давно. Они накапливались при выполнении студентами курсового проекта по дисциплине «Деревянные конструкции». Нормативно-правовой государственный документ был обязательным для соблюдения, но отдельные поправки к нему автор позволил в учебном пособии [1] и очень скромно в учебнике [2].

¹ «Сомнение доставляет мне не меньшее наслаждение, чем знание». М. Монтень (1533-1592).

Разработка национальных норм по проектированию деревянных конструкций способствовала реализации в них необходимых, по мнению автора, методологических предложений, отличающихся от требований СНиП. Обоснование принципиально новых положений национального стандарта (ДСТУ) стало главной темой научных публикаций автора последних лет. Этому же посвящена статья [3], реакцией на которую стала публикация [4]. В [3] автор высказал недоумение и несогласие с двумя модулями упругости древесины в нормативном методе расчета сжато-изгибаемых элементов. В своей статье автор не касался диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » при центральной сжатии стержня, что стало основным содержанием [4]. Автор признается в том, что ему не был известен подход Ф. Р. Шенли к концепции Энгессера-Кармана и Ф. С. Ясинского. Но это не меняет отношения автора к двум модулям упругости. В СНиП II-25-80, в отличие от всех предыдущих норм, приняты два модуля упругости древесины: E – при расчете конструкций по предельным состояниям второй группы; E^1 – при расчете конструкций на устойчивость и на прочность по деформированной схеме. Такое нормативное требование должно иметь серьезное обоснование. Несогласие автора с возможностью двух модулей упругости, высказанное в [5] и сформулированное в [3] как «два модуля упругости в одном», осталось. В [4] не дано обоснования необходимости использования модуля E^1 , установленного по диаграмме « $\sigma - \varepsilon$ » при центральной сжатии, при расчете прочности сжато-изгибаемых элементов в деформированном состоянии. Автор не убежден, что в этом есть необходимость, а расчет с использованием двух модулей упругости древесины вносит в понимание физических явлений прочности и деформативности сжато-изгибаемых элементов неразрешимые противоречия. Об этом в данной статье.

Начиная с первых норм проектирования деревянных конструкций еще методом допускающих напряжений, возможность появления упругопластических деформаций в сжатых стержнях при малых гибкостях учитывалась вычислением коэффициента продольного изгиба вне зависимости от гибкости стержня по формуле:

$$\varphi = A / \lambda^2 . \quad (1)$$

Этого было достаточно до СНиП II-25-80, в которых параметр A предложено находить не с использованием нормального модуля упругости E , а с использованием модуля упругости E^1 . При этом в расчете по предельным состоянием второй группы сохранялся модуль упругости E . Именно это обстоятельство позволило автору в [3] охарактеризовать E^1 странным модулем. Сделано это не с позиции продольного изгиба, а с позиции продольно-поперечного изгиба стержня.

Cum principia negante non est disputandum (лат., с отрицающим основы не спорят). Публикации [3] и [4], по сути, – научный спор (в [4] статья [3] рассматривается как повод к дискуссии), в котором, как известно, могут применяться разные доводы в пользу одной и другой спорящих сторон. Физические явления продольного и продольно-поперечного изгиба различны, они формализованы разными дифференциальными уравнениями изогнутых осей стержней. Поэтому применение закономерностей одного физического явления к объяснению иного физического явления должно иметь серьезную аргументацию. В противном случае сознательное применение в споре неправильных доводов, в терминологии общей философии, будет называться софистикой.

В далекие тридцатые годы прошлого столетия, когда была разработана теория краевых напряжений [6] и на ее основе, как альтернатива точному методу, – приближенный нормативный метод расчета сжато-изгибаемых элементов, использовался модуль упругости E и, как отмечено выше, это не мешало учесть упругопластическую работу древесины. Тогда же Ф. С. Ясинский предложил свой метод расчета, формализованный формулой

$$N / \varphi_3 A + M / W \leq [\sigma_c], \quad (2)$$

которую Н. С. Стрелецкий в [7] справедливо охарактеризовал неправильной и грубо условной. Коэффициент φ_3 не имеет никакого отношения к физическому явлению при одновременном сжатии и изгибе элемента. Формализация этого физического явления в формуле (2) лишена как формальной логики, так и математической логики с ее составляющей семиотикой.

С позиции математической логики и семиотики, структуры формул проверки прочности древесины в сжато-изгибаемых элементах:

по НиТУ 122-55:

$$\frac{N}{m_c R_c F_{HT}} + \frac{M}{\xi m_u R_u W_{HT}} \leq 1; \quad (3)$$

по СНиП II-V.4-71:

$$\frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{\xi W_{расч} R_u} \leq R_c; \quad (4)$$

по СНиП II-25-80:

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_c; \quad (5)$$

соответствуют сути физического явления сложного сопротивления.

К формулам (3) и (4) не возникало претензий ни с физической позиции – в теории краевых напряжений были сформулированы определенные ограничения; ни с методологической позиции – пока коэффициент $\varphi < 1$; ни с позиции философии техники – пока использовался модуль E .

Претензии возникли к формуле (5), в которой $M_D = M / \xi$ находится по деформированной схеме элемента с вычислением коэффициента ξ по формуле

$$\xi = 1 - \frac{N_c}{N_\varepsilon}; \quad (6)$$

где N_c – расчетное усилие сжатия в сжато-изгибаемом элементе; N_ε – критическая сила в Эйлеровом стержне.

Очевидность несоответствия нормативного метода физическому явлению сложного сопротивления состоит в желании сохранить нормативный метод с вычислением коэффициента φ по формуле (1). А это требует сохранения константы $A = \pi^2 E / R_{вр} \approx 3000$ при $E / R_{вр} = 10^4 / 32 \approx 300$ и, соответственно, $E = 300 R_{вр}$. Отсюда появилось неубедительное доказательство в Пособии к СНиП того, что $E^1 = 300 R_c$. Физическая характеристика материала не может быть найдена «на кончике пера», она устанавливается исключительно экспериментальным путем.

A posteriori (лат., зависимый от опыта). Так делается в [4], когда расчет деревянных стержней на центральное сжатие с учетом пластических деформаций выполняется с применением приведенного модуля деформаций E_r , величина которого находится по экспериментальной зависимости « $\sigma - \varepsilon$ » между значениями касательного модуля E_r и начального модуля E . Не может быть возражений против физически существующих различных модулей для упругой и упругопластической стадий работы древесины. Но из этого не следует заключения: надо различать нормируемые значения модулей при расчете по предельным состояниям первой группы E^1 и по предельным состояниям второй группы – E с учетом упругопластической стадии работы древесины. Повторимся, в [4]

речь идет только о центральном сжатии, и, вдруг, – результаты переносятся на расчет элементов на прочность по деформируемой схеме, имея в виду элементы сжато-изгибаемые. Нет обоснования правомочности переноса проблемы устойчивости центрально сжатого стержня на стержень сжато-изгибаемый.

С позиции физического явления сложного сопротивлению Эйлера сила N_{Σ} не имеет никакого отношения к вычислению коэффициента ξ по формуле (6) так же, как коэффициента φ , в формуле (1).

Argumentum ad rem (лат., аргумент, основанный на подлинных обстоятельствах). Деформационный расчет элементов (см. раздел 16 [8]) необходим при их большой гибкости, когда есть основание считать, что дополнительный изгибающий момент достигает заметной величины. Подобное основание было при расчете деревянных элементов (верхних поясов мелкопанельных ферм) с гибкостями в плоскости изгиба $\lambda = 75 \div 110$, когда по формуле (1) при $A=3100$ коэффициент $\varphi = 0,55 \div 0,256$ и коэффициент ξ оказывался намного меньше единицы, а, соответственно, возрастал расчетный изгибающий момент $M_{\text{д}}$.

Физическое явление сложного сопротивления изменилось в сжато-изгибаемых элементах из клееной древесины (верхние пояса крупнопанельных ферм) с гибкостями $20 \leq 50$. Эффект от учета деформированного состояния стал скромным, и это при серьезных претензиях к методу расчета с позиций физической, методологической и математической логики.

Остановимся на характеристике деформационного расчета в [8]. Пункт 16.1 начинается так: «Приведенные значения критических Эйлеровых нагрузок для реальных конструкций должны рассматриваться как верхние границы истинных предельных нагрузок. При расчете по деформированной схеме (деформационном расчете) они используются в формуле для приближенного определения перемещений». Далее дается $N_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$

(от автора: модуль упругости E). В п. 16.3.2 даются приближенные формулы для прогибов и изгибающих моментов сжато-изогнутых элементов (автор: в статье используется термин «элемент» вместо термина «балка» в [8] на основании того, что балка по определению – конструктивная форма, которая воспринимает только нагрузки, вызывающие поперечный изгиб, а изгиб и одновременно сжатие может быть в элементе). Эти формулы подобны формулам расчета сжато-изгибаемых элементов на прочность по деформируемой схеме в п. 4.11 Пособия к СНиП. В [8] жесткость элемента в плоскости изгиба EJ (от автора: здесь

модуль E так же, как и в формуле для $N_{кр}$). Отмечается, что расчет распространяется на элементы с нагрузкой $q = q_0 \sin \frac{\pi x_3}{\ell}$ здесь $1/x_3 = N/N_3$.

В п. 16.3.1 [8] говорится: эффект воздействия на сжато-изогнутый элемент нескольких нагрузок, создающих поперечный изгиб, можно получить как сумму эффектов воздействия каждой из этих нагрузок, взятых в отдельности, но обязательно в сочетании с продольным сжимающим усилием N .

В дополнение к сказанному приведем мнение из [9]: при продольно-поперечном изгибе принцип независимости действия сил не применим из-за нелинейной зависимости между прогибом и продольной силой. В [9] нет приближенного расчета сжато-изгибаемых элементов. Для пользователей приведены расчеты по методу начальных параметров для различных расчетных схем сжато-изгибаемых элементов.

В своих публикациях автор приводил аргументы не в пользу нормативного метода из разных первоисточников. Здесь нет места повторить их, но все же два из них хочется вспомнить коротко, так как они содержались в капитальных учебниках по деревянным конструкциям с интервалом между ними в 44 года. В [10], как недостаток нормативного метода, отмечается то, что он справедлив только при гибкости элементов $\lambda > 75$. В [11] оправданием нормативного приближенного метода является то, что он проще точного, основанного на интегрировании дифференциального уравнения изогнутой оси элемента. В 1986 г. такой аргумент выглядел наивно. Это не тридцатые годы прошлого столетия, когда выбор между приближенным методом расчета, основанном на теории краевых напряжений проф. К. С. Завриева, и более точным методом Свенцицкого Г. В. [12] по теории устойчивости был сделан в пользу первого. Нормативный метод дает завышенное по сравнению с точным методом значение изгибающего момента в деформированном состоянии сжато-изогнутого элемента. Это не могло не сказаться в пользу его выбора тогда, когда строительные конструкции рассчитывались по допускаемым напряжениям, и их надежность обеспечивалась единым коэффициентом запаса, получившего характеристику у специалистов, как коэффициент «незнания». Поводом отказаться от нормативного метода мог стать переход расчета строительных конструкций на метод предельных состояний, когда лишний запас противоречит самой природе предельного состояния.

Argumentum baculinum (лат., буквально: палочный аргумент). Нормативный метод удовлетворял требованиям инженерной практики и тогда, когда в расчетах сжато-изгибаемых элементов из клееной древесины с их

гибкостями в плоскости изгиба при $20 \leq \lambda < 55$ появился коэффициент $\varphi > 1$, определяемый по формуле (1) для виртуального центрально сжатого стержня. Не надо было искать ненаучных обоснований этому противоприродному физическому факту. Напротив, стремление сохранить метод вызвало появление искусственного модуля упругости древесины E^1 . Даже при этом метод продолжает удовлетворять инженерным расчетам. Объяснение такому «феномену» состоит в математической структуре формулы для коэффициента

$$\xi = 1 - \frac{N_c}{\varphi \cdot R_c \cdot A_{\sigma p}}, \quad (7)$$

в которой различие коэффициента φ в два-три раза нивелируется значением коэффициента ξ .

Математические формулы – это знаки специального языка, объединенные в структуру согласно законам семиотики и математической логики. Формула вторична по отношению к физическому явлению, которое она формализует. С нормативным методом расчета сжато-изгибаемых элементов произошло так, что первоначально формализованный язык вполне адекватно описывал физическое явление сложного сопротивления в элементах при их $\lambda > 55$ и с модулем упругости E . Объективная реальность в виде нового типа сжато-изгибаемых элементов обусловила необходимость применения для их расчета иного метода. Он не новый (вспомним, например, упомянутый выше метод Г. В. Свенцицкого² или известный давно в сопротивлении материалов метод расчета через начальные параметры). Нормативный метод, как формализованный язык, перестал дедуктивно описывать содержательную, физическую и научную суть явления сложного сопротивления в новых сжато-изгибаемых элементах. Сохранение этого метода в науке о расчете строительных конструкций граничит с иррационализмом. Формула (7) перестала содержать функциональную зависимость между физическим явлением в новых элементах, и только ее математическая структура не может оправдывать ее присутствие в нормативном документе. В ней отсутствует причинная связь между математическими величинами ее составляющими и физическим состоянием материального объекта сжато-изгибаемого элемента из клееной древесины.

² Примерно в то же время для расчета металлических сжато-изгибаемых стержней был разработан метод, так же основанный на теории устойчивости, который применяется до сих пор.

Argumentum ad hominem (лат., доказательство, рассчитанное на чувства убеждаемого). Уже много лет автор встречается в своей профессиональной практике с недоумением студентов (такое еще случается), когда знакомит их с нормативным методом расчета сжато-изгибаемых деревянных элементов. Естественно, что недоумение вызывал факт превышения коэффициентом продольного изгиба единицы. Приходилось интерпретировать φ как некий параметр, учитывающий устойчивость стержня за пределами диаграммы « $\lambda - \varphi$ ». При невозможности, при действующих нормах проектирования деревянных конструкций, отказаться от нормативного метода расчета сжато-изгибаемых элементов автор предпринял попытку устранения методологического диссонанса в нормативном расчете [13]. Предложено в формуле (7) использовать вместо коэффициент φ параметр $\varphi_D = \varphi(1 + B/\lambda)$, в котором B учитывает различие φ на участке ЦНИИПС и на гиперболе Эйлера при $\lambda \leq 55$. Однако, это не устранило неадекватность метода физическому явлению.

Не существующую в природе физическую характеристику E^1 в сжато-изгибаемом элементе невозможно обосновать, ее надо отменить, а вместе с ней и нормативный метод. Не говоря уже о техническом абсурде E^1 . Между двумя величинами $E/R_b=300$ и $E^1/R_c=300$ не существует математической пропорции.

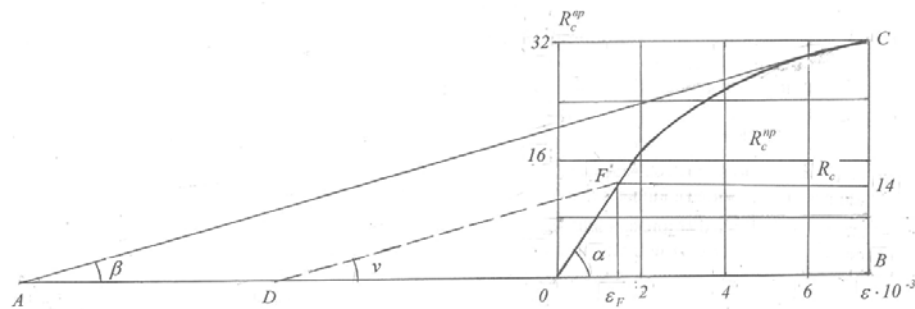


Рис. 1. Характерная зависимость « $R_c - \epsilon$ »

Обратимся к машинному испытанию деревянного образца на сжатие вдоль волокон. На рис. 1 показана характерная зависимость « $R_c - \epsilon$ ». До условного предела пропорциональности, равного $0,5 R_c^{sp}$, диаграмма сжатия может быть принята прямолинейной. На этом участке диаграммы устанавливается модуль упругости древесины E как $tq \alpha$. При $R_c > 0,5 R_c^{sp}$ тангенс угла наклона касательной к диаграмме в точке R_c^{sp} к горизон-

тальной оси координат $tq \beta = R_c^{sp} / AB$. Угол наклона касательной в точке $R_c = 14$ МПа совпадают с углом α . Если, согласно решению в Пособии к СНиП II-25-80 относительно доказательства E^I из точки диаграммы с $R_c = 14$ МПа провести линию, параллельную линии AC , то получим абсурд в виде линии DE , которая не имеет никакого физического смысла. Тут уместно вспомнить, что напряжения и расчетные сопротивления – это абстракции, а реальными есть деформации. Поэтому подсчет модуля по $E^I = 300 R_c$ не содержит физического смысла. Для точки F на диаграмме реальные деформации составляют $O - \varepsilon_F$, но не отрезок $D - \varepsilon_F$, $tqv = R_c / D\varepsilon_F$ – только геометрический тангенс угла без всякого физического смысла. Число 300 в формуле для E^I – случайная величина.

Удивительная живучесть нормативного метода расчета сжато-изгибаемых элементов не понятна. Даже сейчас, когда деформационный расчет содержит в себе «дуализм» в виде двух модулей упругости с позиции физической и с позиции философии техники. Деформационный расчет в трактовке СНиП II-25-80 предполагает расчет по прочности с использованием модуля упругости древесины E^I и по деформациям с использованием E . Деформационный расчет расчленен на два составляющих для удобства инженерных расчетов по прочности и жесткости, в то время как деформационное состояние элемента физически одно. Одновременно оказывается, что в материале сжато-изгибаемого элемента при расчете по прочности – модуль E^I , а при расчете по жесткости – модуль E . Это не укладывается в сознании и объяснения такому «дуалистическому» их физическому явлению быть не может. Это не воспринимается сознанием автора, профессора по кафедре деревянных конструкций. Какими методологическими ухищрениями довести такое до понимания студентами? И это одновременно с коэффициентом $\varphi > 1$ по формуле (1) для виртуального стержня, физически не существующего в технике. Такой философии техники и таких расчетов технических систем в нормативном документе не должно быть. Если деформационный изгибающий момент находится из условия, что модуль упругости древесины E^I , то деформированное состояние элемента вызвано этим же модулем. Как корреспондирует с этим расчет по жесткости с модулем упругости E ? Прогибы элемента в деформированном состоянии при прочностном расчете более чем вдвое превышают прогибы при проверке по второму предельному состоянию, выполнение которой становится бессмыслицей. Резко! Но так видится автору результат использования искусственного модуля упругостей $E^I = 300 R_c$ в угоду сохранению нормативного метода расчета сжато-изгибаемых элементов. Получается, что этот прием не сохраняет метод, а уничтожает его. Он давно этого

заслуживает: с того момента, как коэффициент продольного изгиба $\varphi > 1$, вместо того, чтобы искать ненаучные объяснения подобному противоестественному факту.

Quod erat demonstrandum (лат., что и требовалось доказать). Точный расчет сжато-изгибаемого элемента. В расчете используется решение основного дифференциального уравнения упругой линии:

$$EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = M_x \quad (8)$$

в виде универсального уравнения, которое, выраженное через начальные параметры, имеет вид:

$$y = y_0 + \Theta_0 x + \frac{M_0 x^2}{2EJ} + \frac{Qx^3}{5EJ} + f(x), \quad (9)$$

где начальные параметры y_0 , Q_0 , M_0 , Θ_0 – прогиб, угол поворота, изгибающий момент, поперечная сила в начале координат.

Уравнение (9) может быть записано так:

$$y = y_0 + y_0^1 ux + y_0^{11} (1 - \cos ux) + y_0^{111} (ux - \sin x) + f(x), \quad (10)$$

где y_0 , y_0^1 , y_0^{11} , y_0^{111} – начальные параметры: прогиб и его производные в начале координат.

Конечно, решение технически сложное по сравнению с нормативным расчетом. В настоящее время эти сложности устраняются применением ПК. К тому же для многих наиболее часто встречающихся расчетных схем сжато-изгибаемых элементов в расчетно-теоретических справочниках даются готовые решения.

В Пособии к СНиП признается ограниченность применения нормативного метода расчета сжато-изгибаемых деревянных элементов – только для шарнирно закрепленного по концам элемента при симметричной нагрузке, близкой к синусоидальной (это одна из предпосылок теории краевых напряжений). Но он продолжает применяться даже при несимметричной схеме нагружения, раскладывая ее на симметричную и кососимметричную, полагая, что возникающая при этом погрешность расчета незначительна. Помимо этого, в решении применяется принцип суперпозиции вопреки тому, что сказано по этому поводу выше. Надо ли это делать, если в Пособии даны примеры расчета сжато-изгибаемых элементов: в п. 4.14 элемента, заделанного одним или обоими концами, и элемента, шарнирно закрепленного на опорах, нагруженного продольной сжимающей силой, линейно-распределенной нагрузкой, сосредоточенными

поперечними силами и опорными моментами – очень сложные расчетные схемы. Используются готовые решения, которые содержатся в расчетно-теоретических справочниках, в том числе, и в упомянутых выше [8, 9], с использованием функций параметра сжимающих усилий $u = \sqrt{N/(EJ)}$. В наличии параметра u состоит принципиальное отличие точного метода расчета, основанного на методе начальных параметров, от приближенного нормативного. В параметре u усилие N связано с изгибной жесткостью элемента при модуле E , а не с $N_{кр}$, как в теории краевых напряжений (см. формулу (6)), а в редакции СНиП II-25-80 еще и с определением Эйлеровой силы для виртуального стержня при модуле E^I . Природы физических явлений устойчивости в Эйлеровом стержне и в сжато-изгибаемом элементе совершенно разные.

Литература

- [1] Кліменко В. З. Проектування дерев'яних конструкцій : навч. посібник / В. З. Кліменко. – К. : ІЗМН, 1998. – 432 с.
- [2] Кліменко В. З. Конструкції з дерева і пластмас : підручник / В. З. Кліменко – К. : Вища школа, 2000. – 304 с. : іл.
- [3] Клименко В. З. Расчет деревянных конструкций по деформациям и на прочность по деформированной схеме / В. З. Клименко // Строительная механика и расчет сооружений / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – 2012. – № 6. – С. 69–73.
- [4] Пятикрестовский К. П. К вопросу о выборе модулей упругости при расчете деревянных конструкций на прочность, устойчивость и по деформациям / К. П. Пятикрестовский // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 6. – С. 73–79.
- [5] Клименко В. З. Поиск истины в модулях упругостей древесины E и E^I при расчете сжато-изгибаемых элементов / В. З. Клименко, Д. В. Михайловский, М. С. Коваленко // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. научн. тр. – Одеса : ОГАСА. – 2012. – С. 115–123.
- [6] Завриев К. С. Расчет стержней на одновременные действия изгиба и осевого сжатия / К. С. Завриев. – Тифлис : Гос. изд-во Грузии, 1932. – 215 с.
- [7] Курс металлических конструкций. Ч.1–3. : учеб. для строит. ВУЗов / Н. С. Стрелецкий. – М. ; Л. : Госстройиздат, 1940–1944. – Ч. 1. : Основы металлических конструкций. – 1940. – 844 с.
- [8] Уманский А. А. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический / [под редакцией А. А. Уманского]. – М. : ГСИ, 1960. – 132 с.

- [9] Фесик С. П. Справочник по сопротивлению материалов / С. П. Фесик. – К. : Будівельник, 1982. – 281 с.
- [10] Карлсен Г. Г. Курс деревянных конструкций : учебник для строительных вузов и факультетов. Часть 1 / [Г. Г. Карлсен и др.] ; под общ. ред. Карлсена Г. Г. – Л. : ГСИ, 1942. – 540 с.
- [11] Слицкоухов Ю. В. Конструкции из дерева и пластмасс : учебник для студентов вузов / [Ю. В. Слицкоухов и др.] ; ред. Ю. В. Слицкоухова. – 5-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1986. – 543 с. : ил.
- [12] Свенцицкий Г. В. Устойчивость внецентренно сжатых цельных деревянных стержней / Г. В. Свенцицкий. // Сб. УНИПС. – М., 1940.
- [13] Клименко В. З. Устранение методологического диссонанса в расчете деревянных элементов, работающих на изгиб со сжатием / В. З. Клименко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 2. – С. 41–44.

Надійшла до редколегії 20.02.2013 р.

УДК 624.015.5

Несущая способность сталежелезобетонных балок при повторных и знакопеременных нагружениях

Голоднов К.А., Бамбура А.Н., д.т.н.

ГП «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», Украина

Анотація. Зміна функціонального призначення будинків і споруд часто супроводжується зміною конструктивної схеми. Як правило, елементами заміни перекриттів є сталезалізобетонні балки. Розглядається робота сталезалізобетонних балок при повторних і знакозмінних режимах навантаження.

Аннотация. Изменение функционального назначения зданий и сооружений часто сопровождается изменением конструктивной схемы. Как правило, элементами замены перекрытий являются сталежелезобетонные балки. Рассматривается работа сталежелезобетонных балок при повторных и знакопеременных режимах нагружения.

Abstract. The change of functional assignment of buildings and structures is accompanied frequently by change of the structural layout. As a rule, the elements to be replaced in the floorings are the reinforced steel-concrete beams. The behavior of the steel-concrete beams under repeated and alternating-sign load conditions is considered.

Ключевые слова: сталежелезобетонные балки, несущая способность, режимы нагружения.

Введение. Постановка проблемы. Как элементы нового строительства и при реконструкции существующих зданий различного назначения применяются сталежелезобетонные конструкции перекрытий, что позволяет эффективно использовать материал (стальные профили) как в период строительства, так и при эксплуатации. Основным преимуществом является сочетание положительных свойств железобетона и стального проката для достижения более высоких технико-экономических показателей.

Несмотря на очевидную экономическую целесообразность применения сталежелезобетонных конструкций, их широкое применение сдерживается рядом факторов: отсутствие отдельных нормативных документов и руководств для расчета и проектирования, недостаточная изученность влияния вида нагружения (кратковременное или длительное действие нагрузки) и режимов нагружения (однократное, малоцикловые повторные и знакопеременные) на несущую способность и деформативность и т. п. Решение этих вопросов важно как при проектировании новых, так и при усилении существующих конструкций, зданий в целом [1, 2, 3].

Конструкции зданий и сооружений должны надежно воспринимать все нагрузки и воздействия и передавать их на естественное основание. Надежность и долговечность конструкций, которая обеспечивается в процессе возведения путем использования качественных материалов и соблюдения технологии работ, в процессе эксплуатации под воздействием различных факторов может снизиться. Так как большинство воздействующих факторов носят случайный характер, надежность и долговечность строительных конструкций определяются законами теории вероятности.

Изучение вопроса влияния условий эксплуатации (фактора времени, различных режимов нагружения, развития неравномерных деформаций основания и т. п.) на напряженно-деформированное состояние (далее НДС) конструкций и зданий в целом напрямую связано с проблемами реконструкции. В этом случае необходимо установить техническое состояние конструкций и здания в целом, обосновать возможность продления срока эксплуатации и принять решение о возможности дальнейшей эксплуатации или выполнении работ по усилению (замене).

В последние годы находят широкое применение здания с монолитным железобетонным каркасом или со стальным каркасом и монолитными железобетонными перекрытиями. Такие перекрытия имеют ряд преимуществ перед сборными, например, возможность включения дисков перекрытий в работу совместно с конструкциями каркаса. Особенно это актуально для высотных зданий, возводимых с несущими стальными каркасами. Включение железобетонных перекрытий в работу каркаса позволяет добиться существенной экономии стали.

Анализ последних достижений и публикаций. В НИИСК на протяжении последних трех десятков лет проводились комплексные исследования работы бетона и железобетона. Были исследованы диаграммы бетона при однородном и неоднородном нагружении, установлено влияние на параметры диаграммы сжатия бетона и напряженно-деформированное состояние (далее – НДС) железобетонных и сталежелезобетонных конструкций различных видов и режимов нагружения [3–8].

По результатам исследований разработаны методы расчета конструкций, которые дают возможность учесть влияние изменения жесткости сечений при расчетах отдельных конструкций, зданий и сооружений в целом.

В нормативных документах [1–3] отсутствуют методики расчета сталежелезобетонных конструкций при различных видах (кратковременное или длительное действие нагрузки) и режимах (однократное, повторные, знакопеременные) нагружения (далее – при различных видах и режимах нагружения).

Единый подход к расчету железобетонных конструкций всех типов при различных видах и режимах нагружения с обеспечением достаточной точности получаемых результатов будет способствовать широкому внедрению в практику строительства новых эффективных видов строительных конструкций широкого назначения как для нового строительства, так и для объектов реконструкции и технического перевооружения.

Цель работы. Целью работы является проведение исследований несущей способности сталежелезобетонных балок при различных видах и режимах нагружения.

Основная часть. Основные экспериментальные образцы (рис. 1) представляли собой объединенные в одно целое железобетонную плиту (1) и стальную балку (2).

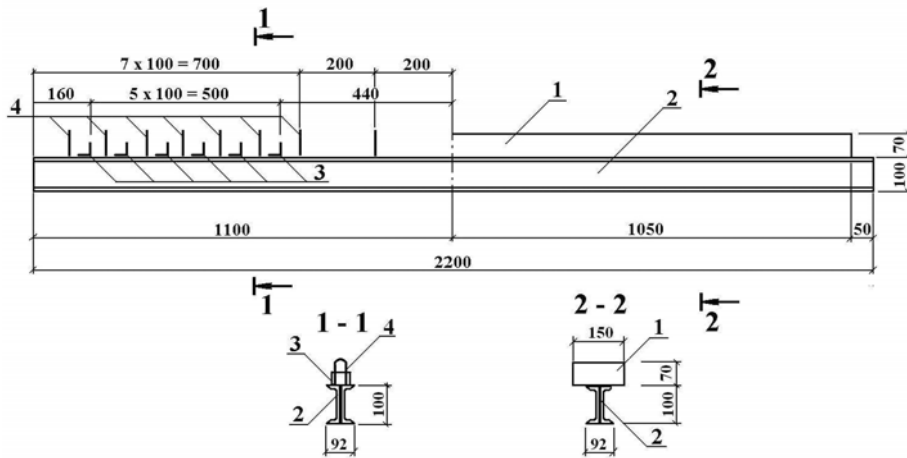


Рис. 1. Конструкции сталежелезобетонных балок

Стальная балка имела двутавровое сечение, составленное из двух швеллеров № 10. Надежная совместная работа железобетонной плиты и стальной балки вплоть до разрушения обеспечивалась жесткими уголковыми упорами (3) и петлевыми анкерами (4) в соответствии с рекомендациями п. 5.42, п. 5.43 [1].

Изготовление сталежелезобетонных балок производилось в два этапа [8].

Сначала в деревянной опалубке кассетного типа изготавливались бетонные плиты. Опалубка была установлена на вибростол. Опалубка полностью заполнялась бетонной смесью. После укладки в опалубку смесь уплотнялась.

После окончания уплотнения бетонной смеси в бетон «вставлялась» упорами металлическая балка. Проектное положение балки фиксировалось гвоздями, установленными на торцевых досках опалубки. После фиксации балки в проектном положении добавляли в верхнюю часть бетон, что обеспечило заполнение пустот, образовавшихся под анкерами, приваренными к верхнему поясу балок.

Вспомогательные образцы для определения прочностных и деформационных характеристик бетона (стандартные кубы и призмы) бетонировались одновременно с основными в металлической инвентарной и деревянной опалубке.

Была изготовлена партия основных образцов в количестве 15 шт. Часть основных образцов предназначалась для испытаний при кратковременном действии однократной, повторной и знакопеременной нагрузок (11 образцов), а часть (4 образца) – при длительном действии однократной, повторной и знакопеременной нагрузки.

Методика испытаний разрабатывалась с таким расчетом, чтобы получить максимальный объем информации о НДС и несущей способности балок при различных режимах нагружения и кратковременном и длительном действии нагрузки.

Для проведения намеченных программой экспериментальных исследований использовано существующее в НИИСК оборудование [4, 8] для проведения испытаний железобетонных балок и призм. Поскольку результаты испытаний намечалось подвергнуть теоретическому анализу с привлечением разработанных моделей [6, 7], а также учитывая, что размеры балок близки к натурным, для повышения информативности эксперимента сочтено было целесообразным отказаться от образцов-двойников (кроме образцов серии КП). Испытания каждой балки производились при индивидуальном режиме нагружения. Были приняты следующие режимы нагружения: КП – кратковременное, однократное; КПОВ – кратковременное малоцикловое (повторное); КЗН – кратковременное знакопеременное; БД – испытания при длительном действии нагрузки. Балки испытывались по схеме четырехточечного изгиба.

Балка КП-1 была испытана с целью отработки методики испытаний. По результатам испытаний были уточнены основные положения методик, в частности, были усовершенствованы опорные приспособления, что позволило надежно устанавливать стальные балки на кольцевые динамометры и в дальнейшем проводить испытания при различных режимах нагружения без дополнительных затрат времени (рис. 2).

Испытания балок серий КП и КПОВ производились в такой последовательности. Образец устанавливался на опорные приспособления установки и выставлялся строго горизонтально по уровню. Передача усилия непосредственно на балку производилась с помощью траверсы через одну подвижную (катковую) и одну неподвижную опоры.



Рис. 2. Подготовленная к испытаниям балка
(нагружение положительным моментом)

Для измерения продольных деформаций на базе 200 мм устанавливались приборы ИГМ-10. Прогибы балок измерялись в трех точках по длине приборами ИЧ-10МН. Осадки опор контролировались приборами ИГМ-10, которые были установлены в кольцевых динамометрах. Передаваемое на балку усилие контролировалось с помощью кольцевых динамометров (рис. 2).

Перед началом испытаний выполнялось центрирование образцов. Для этого образец несколько раз нагружался пробной нагрузкой. Величина нагрузки принималась такой, при которой абсолютные деформации по приборам И-1 и И-2 на сжатой полке бетона были равны примерно 0,1 мм. При нескольких циклах нагружения и разгрузки снимались показания всех приборов и делался вывод о достаточности центрирования. Если показания приборов были нестабильными, нагрузка снималась, и образец подвергался дополнительной центровке. При стабильных показаниях всех приборов производилось дальнейшее нагружение до разрушения сжатой зоны бетона.

Основные образцы испытывались при таких видах и режимах нагружения:

1. КП-1...КП-3 – при кратковременном однократном;
2. КПОВ-4...КПОВ-8 – при кратковременном малоцикловом повторном (цикл: нагружение положительным моментом, разгрузка, повторное нагружение положительным моментом). Количество циклов и уровень

нагружения для каждой балки принимались индивидуально. По истечении нескольких циклов нагружения балки доводились до разрушения положительным моментом;

3. КЗН-9...КЗН-11 – при кратковременном знакопеременном (нагружение отрицательным моментом, разгрузка, нагружение положительным моментом до разрушения);

4. БД-1 – при длительном (первоначальное нагружение положительным моментом, выдержка 14 суток, разгрузка, выдержка 2 суток, нагружение отрицательным моментом, выдержка);

5. БД-2 – при длительном (нагружение положительным моментом, выдержка не менее 14 суток, разгрузка, выдержка не менее 2 суток, нагружение положительным моментом, разгрузка и т.д.);

6. БД-3 – при длительном (нагружение отрицательным моментом, выдержка 14 суток, разгрузка, выдержка 2 суток, нагружение положительным моментом, выдержка);

7. БД-4 – при длительном (нагружение положительным моментом, выдержка).

После выдержки под нагрузкой основные образцы были разгружены и испытаны при однократном кратковременном нагружении до разрушения.

Полученные в ходе проведения испытаний данные позволили получить зависимости «момент–кривизна» и «нагрузка–прогиб», что дало возможность проверить основные положения расчетной методики и дать предложения по ее корректировке.

Сопоставление результатов экспериментальных исследований и расчетов по разработанным методикам [6, 7] позволило сделать вывод о высокой надежности разработанных методов расчета. Зависимости «момент–кривизна» для балок КПОВ-4, КПОВ-5 и КПОВ-6, испытанных при задании нагрузки по деформациям, имеют расходящийся характер (рис. 3), а для балок КПОВ-7, КПОВ-8 и КЗН-11, испытанных при постоянных нагрузках на каждом цикле, после второго цикла имеют стабилизированный характер (рис. 4).

Сопоставление экспериментальных и теоретических зависимостей «момент–кривизна» для балок серии КЗН приведено на рис. 5.

Таким образом, проведение экспериментальных исследований позволило получить важные научные результаты и проверить основные положения разработанной методики расчета сталежелезобетонных балок при различных видах и режимах нагружения.

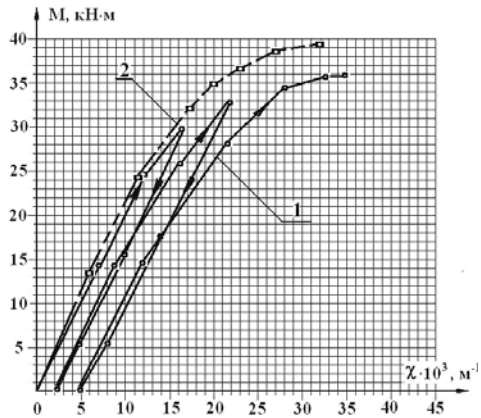


Рис. 3. Расходящийся характер зависимости «момент-кривизна» для балки КПОВ-4:
1 – экспериментальная кривая;
2 – теоретическая кривая

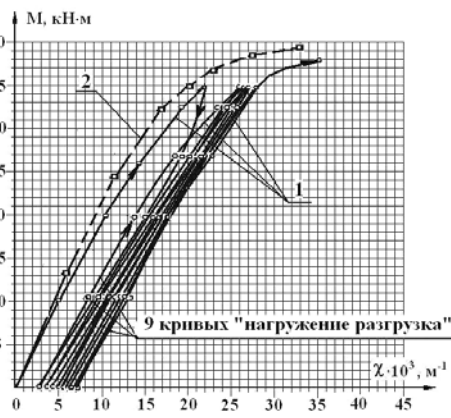


Рис. 4. Стабилизированный характер зависимости «момент-кривизна» для балки КПОВ-8:
1 – экспериментальная кривая;
2 – теоретическая кривая

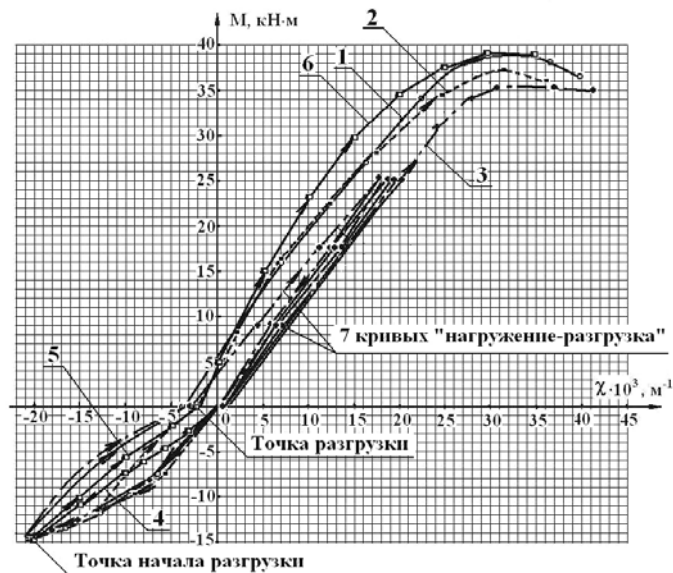


Рис. 5. Зависимости «момент-кривизна» для балок КЗН-9, КЗН-10, КЗН-11:
1 – экспериментальная для балки КЗН-9; 2 – экспериментальная для балки КЗН-10; 3 – экспериментальная для балки КЗН-11; 4 – теоретическая при действии отрицательного момента; 5 – теоретическая кривая разгрузки; 6 – теоретическая кривая нагрузки положительным моментом после разгрузки

Выводы

Разработанная методика и проведенные испытания сталежелезобетонных балок и вспомогательных образцов позволили получить данные о НДС и несущей способности, а также установить степень влияния предварительного нагружения на характер деформирования и исчерпания несущей способности.

Величина разрушающего изгибающего момента для всех испытанных балок при кратковременном действии нагрузки колеблется в пределах 12 % (максимальное значение для балки КЗН-9 составляет $M = 38,9$ кН·м, а минимальное, для балки КП-1 – $M = 34,9$ кН·м). Таким образом, несущая способность сталежелезобетонных балок, подверженных кратковременному повторному и знакопеременному нагружению, снижается до 20 % по сравнению с несущей способностью балок, испытанных при однократном нагружении. Снижение несущей способности зависит от количества циклов нагружения и уровня предварительного нагружения отрицательным моментом.

Величина разрушающего изгибающего момента для всех балок, предварительно нагруженных длительной нагрузкой, при кратковременном действии нагрузки колеблется в пределах 14 % (максимальное значение для балки БД-2 составляет $M = 40,7$ кН·м, а минимальное, для балки БД-1 – $M = 35,8$ кН·м). Некоторое увеличение несущей способности балок, предварительно нагруженных длительной нагрузкой, по отношению к балкам, испытанным только при кратковременном действии нагрузки, можно объяснить увеличением прочности бетона балок во времени и при выдерживании под нагрузкой.

Литература

- [1] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми України).
- [2] Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-160:2010. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. – (Конструкції будинків і споруд. Державні будівельні норми України).
- [3] Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. (Конструкції будинків і споруд. Державні будівельні норми України).
- [4] Методические рекомендации по определению параметров диаграммы "σ-ε" бетона при кратковременном сжатии / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1985. – 16 с.

- [5] Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 24 с.
- [6] Голоднов К. А. Диаграмма “момент-кривизна” сталебетонных балок при знакопеременном нагружении / К. А. Голоднов // Буд. Конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К. : НДІБК, 2004. – Вип. 60. – С. 622–626.
- [7] Голоднов К. А. Жесткость сталежелезобетонных изгибаемых элементов реконструируемых зданий и сооружений / К. А. Голоднов // Вісн. Донбас. держ. академії будівництва і архітектури : Будівельні конструкції, будівлі та споруди – Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології. : зб. наук. праць. – Макіївка : ДонДАБА, 2005. – Вип. 2005-8 (56). – С. 65–69.
- [8] Голоднов К. А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок при повторных и знакопеременных нагружениях / К. А. Голоднов, А. Н. Бамбура // Буд. Конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К. : НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 134–147.

Надійшла до редколегії 23.05.2013 р.

УДК 624.072.002.2

Напряженно-деформированное состояние стальных двутавров после высокотемпературных воздействий на кромках

¹Голоднов А.И., д.т.н., ²Псюк В.В., к.т.н., ³Иванов Б.В.

¹ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

²Донбасский государственный технический университет, Украина

³Луганский национальный аграрный университет, Украина

Анотація. Стаття присвячена вирішенню актуального питання – можливості прогнозованого вирівнювання експлуатованих конструкцій за допомогою зварювання. Зміна залишкового напруженого стану експлуатованих конструкцій після зварювання прогнозується розрахунковим шляхом.

Анотация. Статья посвящена решению актуального вопроса – возможности прогнозируемого выравнивания эксплуатируемых конструкций с помощью сварки. Изменение остаточного напряженного состояния эксплуатируемых конструкций после сварки прогнозируется расчетным путем.

Abstract. The article is dedicated to solving of a pressing problem concerning the possibility of predictable smoothing of the constructions being in operation by means of welding. The change of the residual stress state of the constructions being in operation after welding is to be dedicated by means of calculation.

Ключевые слова: эксплуатация конструкций, кромки, высокотемпературные воздействия, остаточный прогиб.

Введение. Постановка проблемы. Работа усиливаемых конструкций чрезвычайно сложна и зависит от множества факторов как конструктивного, так и технологического характера. При разработке методов расчета усиливаемых конструкций это обуславливает необходимость отказа от учета ряда второстепенных факторов и внесения упрощающих предпосылок [1].

Усиление наращиванием целесообразно проводить для относительно ровных элементов. Обеспечение плотного прилегания элемента усиления к конструкции с последующей сваркой позволяет обеспечить в дальнейшем надежную работу составного сечения и, наоборот, приварка элемента усиления к изогнутой конструкции может свести на «нет» ожидаемый эффект от усиления.

В то же время искривленные стальные элементы можно выравнивать путем наплавки сварных швов по кромкам или разогрева кромок до температуры выше критической точки АСЗ. Для двутавровых элементов это будут выпуклые кромки полок. Наличие остаточного напряженного

состояния, обусловленного сваркой и другими видами локальных термических воздействий (например, при выравнивании сваркой), будет способствовать увеличению или уменьшению несущей способности, а значит, и увеличению или уменьшению срока службы (ресурса) конструкции.

Основная часть. Несмотря на упрощения и идеализацию расчетных схем, задачи расчета усиливаемых конструкций остаются сложными и, в большинстве случаев, могут быть реализованы только на ЭВМ. Одной из особенностей таких расчетов является необходимость в ряде случаев моделировать и технологию усиления, поскольку она оказывает существенное влияние на работу усиливаемых систем (порядок наплавки сварных швов при выравнивании может привести как к положительному, так и отрицательному эффекту). Численные расчеты позволяют получать решения конкретных задач только при заданных параметрах системы, ее начальных и граничных условиях, и определенной технологии производства работ. В этом отношении численное моделирование подобно натурному эксперименту, с тем, однако, преимуществом, что оно допускает дифференцированно оценить влияние того или иного фактора (а не их совокупности) на работу усиливаемой конструкции и ее элементов.

Особое внимание следует обращать на наличие остаточного напряженного состояния (ОНС). Наличие сварных швов и подобных термических воздействий вызывают появление в элементах металлоконструкций остаточных напряжений (ОН), которые влияют как на устойчивость отдельных элементов, так и на несущую способность и деформативность конструкций в целом. Влияние ОН на устойчивость сжатых элементов неоднозначно. ОН растяжения на кромках повышают устойчивость, а напряжения сжатия снижают ее. Степень этого влияния зависит от распределения ОН по сечению и от жесткости последних.

Между тем, существующие расчетные методики, в первую очередь, ДБН В.2.6-163:2010 [2] и ДБН В.2.3-14:2006 [3], не учитывают возможности повышения или снижения несущей способности сжатых элементов после наплавки сварных швов на кромках поясов.

Теоретические исследования ОНС в сварных конструкциях, история их развития и степень влияния на несущую способность сварных конструкций подробно рассмотрены в работах [4–6].

Методики определения НДС сжатых усиленных элементов с учетом наличия ОНС и его влияния на устойчивость разработаны и получили экспериментальное подтверждение [6].

Форма изогнутой оси после наплавки может быть описана уравнениями метода начальных параметров, полученными на основе аппроксимации уравнения изогнутой оси кубическим сплайном [6]. Для этой цели длина элемента L разбивается на n участков, и в каждой i -ой точке разбиения определяется кривизна κ_i . Величины прогнозируемых выгибов y_i и углов поворота φ_i определяются по формулам:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 \cdot L \cdot \frac{i-1}{n} + \frac{L^2}{6 \cdot n^2} \cdot [(3 \cdot i - 4) \cdot \kappa_1 + 6 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} (i-j) \cdot \kappa_j + \kappa_i] + q_d \cdot (\delta_1 - \delta_i); \quad (1)$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{L}{2 \cdot n} \cdot (\kappa_1 + 2 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} \kappa_j + \kappa_i). \quad (2)$$

В общем случае рассматривается наплавка холостых валиков на части длины выравниваемого элемента. Кривизну сечения можно определить по формуле:

$$\kappa_i = \frac{\sigma_{res,com}^{(f)} - \sigma_{res,ten}^{(f)}}{E \cdot h}, \quad (3)$$

где h – расстояние между точками сечения, где величины ОН равны $\sigma_{res,com}^{(f)}$, $\sigma_{res,ten}^{(f)}$.

Для подтверждения возможности выравнивания стальных элементов с помощью высокотемпературных воздействий был проведен комплекс исследований [6]. В качестве экспериментальных использованы образцы серий СЛ и СП. Длина образцов составляла 1400 мм, сечения показаны на рис. 1.

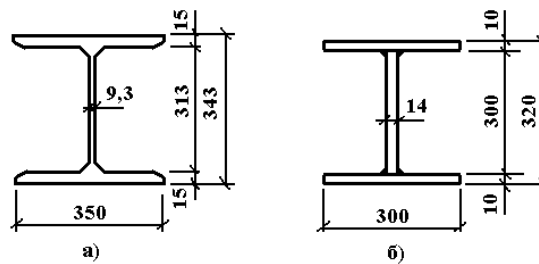


Рис. 1. Сечения экспериментальных образцов серий СП (а) и СЛ (б)

Сварные образцы серии СЛ были изготовлены из металла одной партии. После изготовления стволов длиной 6 м производилась разрезка на мерные длины – 2800 мм (для испытаний на сжатие) и 1400 мм (для определения ОНС).

Регулирование ОНС образцов осуществлялось локальными термическими воздействиями (ЛТВ) путем разогрева двух кромок поясов шириной 20 мм газовым резаком с последующим остыванием на воздухе в такой последовательности:

- образец помещался на стенд, устанавливались приборы и проверялась их работоспособность;
- производился съем начальных отсчетов по приборам;
- производился разогрев на одной из кромок пояса шириной 20 мм газовым резаком до температуры, выше критической точки A_{C3} (850...950 °С) по всей длине (или на части длины) образца; контроль температуры выполнялся с помощью термодатчиков, подключенных к регистрирующей аппаратуре;
- после остывания пояса снимались промежуточные результаты;
- производился аналогичный разогрев другой кромки пояса с записью окончательных результатов после остывания.

Для каждого образца принималась индивидуальная схема регулирования ЛТВ (отработка технологического регламента). Разогрев кромок поясов осуществлялся как по всей длине образца (СЛ-20/3, СП-20/3), так и на части длины 800 мм в центральной части образца (СЛ-20/1, СП-20/4). Величина кривизны определялась по известным правилам строительной механики как отношение разности относительных деформаций на кромках поясов к высоте образца. Результаты испытаний приведены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты испытаний образцов серий СЛ и СП

Серия и номер образца	Деформации поясов, е.о.д.*		Кривизна $\kappa \cdot 10^5, \text{см}^{-1}$	Прогибы кромок поясов, мм		
	сжатого	растянутого		левой	правой	середины
СЛ-20/3	74,7	27,3	3,18	0,59	1,28	0,94
СЛ-20/1	79,1	27,0	3,37	-0,02	1,06	0,52
СП-20/4	68,3	13,4	2,38	0,18	0,72	0,45
СП-20/3	58,1	13,5	2,06	0,38	0,75	0,57

*Примечание: е.о.д. – единицы относительных деформаций

Для проведения разрезки в продольном направлении был изготовлен испытательный стенд, содержащий опорные узлы для испытательного образца, реперную базу для установления индикаторов перемещений, средства фиксации индикаторов.

Регистрация перемещений выполнялась индикаторами часового типа ИЧ-10МН с ценой деления 0,01 мм. Индикаторы были расположены по обе стороны образца на уровне середины ширины поясов (рис. 2).

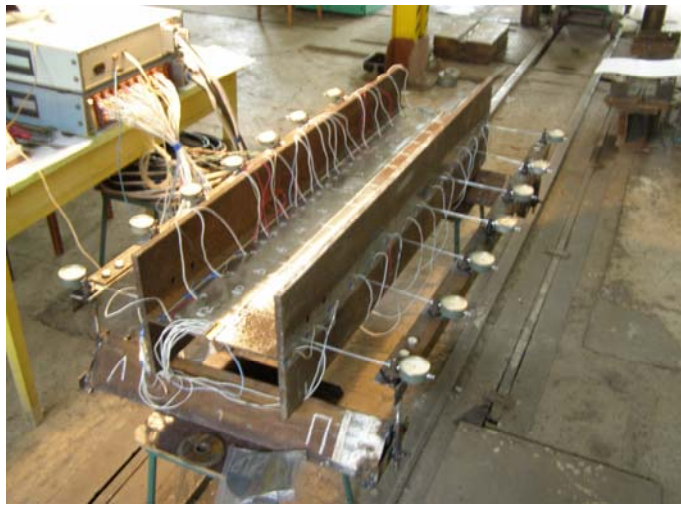


Рис. 2. Общий вид стенда и образца при продольной разрезке

Расположение датчиков выбрано на стенке с отступом 75 мм от внутренней грани поясов и на внешних гранях поясов по оси стенки.

Все операции по подготовке балки к испытанию проводились в такой последовательности:

- разметка мест наклейки тензорезисторов;
- зачистка размеченных мест шлифовальной машиной с последующей доводкой шлифовальной шкуркой;
- обезжиривание и грунтовка зачищенных мест;
- группировка и наклейка тензорезисторов;
- коммутация и проверка работоспособности цепей.

Деформации образцов определялись в такой последовательности.

1. В местах определения деформаций наклеивались тензорезисторы сопротивления типа 2 ПКБ-30-20ХВ на бумажной основе.
2. Тензорезисторы подключались к регистрирующей аппаратуре, и проводился съем начальных результатов (при этом за основу схемы и соединения тензорезисторов принята полумостовая схема с двумя компенсационными сопротивлениями при поочередном подключении активных датчиков). В качестве регистрирующей аппаратуры использована система тензометрическая СИИТ-3.

3. Производилась разрезка участка пояса с одной стороны образца на длину, позволяющую освободить элементы с остаточными напряжениями в пределах одного наклеенного тензорезистора, и производился съём показаний по прибору СИИТ-3.

4. Производилась разрезка участка пояса с другой стороны образца на длину, позволяющую освободить элементы с остаточными напряжениями в пределах одного наклеенного тензорезистора, и производился последующий съём показаний по прибору СИИТ-3.

5. После окончательного роспуска поясов производилась поперечная разрезка стенки двутавра с поэтапным снятием отсчетов по прибору СИИТ-3 в пределах одного тензорезистора.

После каждого этапа выдерживалась пауза продолжительностью 15...20 минут, а затем брались отсчеты по всем тензодатчикам сопротивления исследуемого образца. Окончательный съём показаний производился после полной распиловки образцов и выдержки в течение 24 часов. По результатам измерений установлено, что существенных изменений в размерах после регулирования ЛТВ не произошло.

Распределение деформаций по высоте сечения для обоих образцов в серии после регулирования по разным схемам оказалось весьма близким. Распределение ОН в сечениях образцов после поперечной разрезки показано на рис. 3.

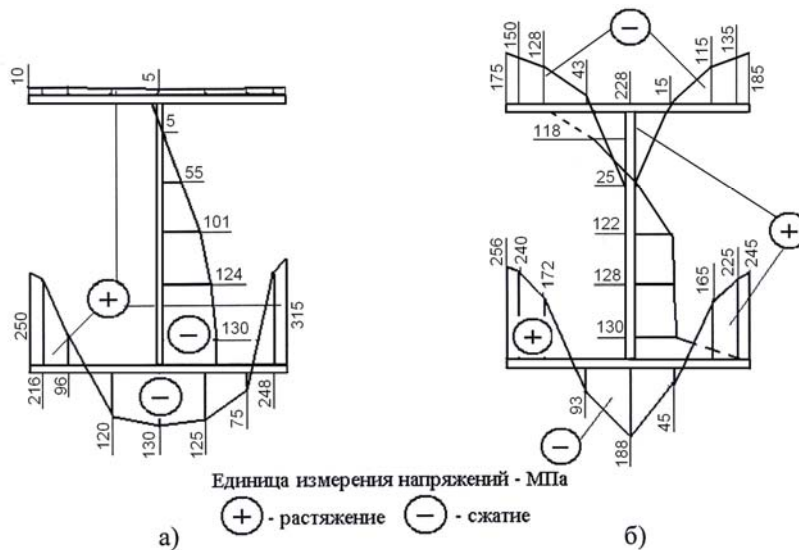


Рис. 3. Распределение ОН в сечениях образцов после регулирования ОНС:
СП-0/3 (а) и СЛ-20/3

После продольной разрезки были определены смещения тавровых элементов один относительно другого, что позволило оценить наличие ОН и их перераспределение в сечениях экспериментальным путем.

Выводы

1. Остаточный выгиб может возникнуть в сжатых элементах стальных конструкций после разгрузки вследствие перехода материала в пластическое состояние. Это может быть возможным при перегрузке элемента, изменении условий приложения нагрузки, уменьшения площади поперечного сечения вследствие коррозии и т. п.
2. Выравнивание стальных конструкций возможно путем наплавки сварных швов по выпуклым кромкам или прогрева выпуклых кромок до температуры, выше критической точки A_{C3} .
3. Экспериментально доказана возможность регулирования ОНС для изгибаемых элементов двутаврового сечения путем разогрева двух кромок до температуры, выше критической точки A_{C3} . В элементе после регулирования возникает выгиб. Это качество может быть использовано при включении элементов усиления в работу совместно с усиливаемой конструкцией.
4. Выполнение регулирования ОНС ЛТВ, во избежание неравномерного деформирования, следует производить симметричным разогревом участков поясов источниками тепла одинаковой мощности.

Литература

- [1] Ребров И. С. Усиление стержневых металлических конструкций: Проектирование и расчет / И. С. Ребров – Л. : Стройиздат, Ленингр. отделение, 1988. – 288 с.
- [2] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [3] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми України).
- [4] Masubuchi K. Analysis of welded structures. Residual stresses, distortion and their consequences / K. Masubuchi. – London : Pergamon Press, 1980. – 642 p.

- [5] Николаев Г. А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформации конструкций : учеб. пособие / Г. А. Николаев, С. А. Куркин, В. А. Винокуров. – М. : Изд-во «Высш. школа», 1982. – 272 с.
- [6] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Вид-во «Сталь», 2008. – 150 с.

Надійшла до редколегії 30.05.2013 р.

УДК 624.072.002.2

Особенности конструирования и расчета сталежелезобетонных балок при свободном опирании плит

Кондратюк Е.В.

Донбасский государственный технический университет, Украина

Анотація. Викладено доцільність використання комплексної методики оцінки напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій при вільному обпиранні плит на сталеві балки. Встановлення анкерів для забезпечення спільної роботи залізобетонної плити і сталеві балки унеможливується у багатьох випадках, наприклад, при підсиленні залізобетонних конструкцій підведенням сталевих балок. Для проєктованих конструкцій зменшення кількості анкерів призводить до істотної економії коштів і трудових витрат.

Аннотация. Изложена целесообразность использования комплексной методики оценки напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных конструкций при свободном опирании плит на стальные балки. Возможность установки анкеров для обеспечения совместной работы железобетонной плиты и стальной балки исключается во многих случаях, например, при усилении железобетонных конструкций подведением стальных балок. Для проектируемых конструкций уменьшение количества анкеров приводит к существенной экономии средств и трудовых затрат.

Abstract. Expediency to use the complex procedure for estimation of the tensely-deformed state of steel-concrete constructions at free leaning of the slabs against the steel beams is expounded. Possibility of setting the anchors to provide the joint work of the reinforce-concrete slab and the steel beam should be eliminated in many cases, for example, at strengthening the reinforce-concrete constructions by placing them under the steel beams. Reduction of the anchors' amount results in substantial saving of cost and labour inputs for the designed constructions.

Ключевые слова: сталежелезобетонні балки, залізобетонна плита, вільне опирание на сталеві балки, напружено-деформоване состояние

Введение. Постановка проблемы. Как элементы нового строительства и при реконструкции существующих зданий различного назначения применяются сталежелезобетонные конструкции перекрытий, что позволяет эффективно использовать материал (стальные профили) как в период строительства, так и при эксплуатации. Основным преимуществом является сочетание положительных свойств железобетона и стального проката для достижения более высоких технико-экономических показателей [1, 2].

Конструкции зданий и сооружений должны надежно воспринимать все нагрузки и воздействия и передавать их на естественное основание. Надежность и долговечность конструкций, которая обеспечивается в процессе возведения путем использования качественных материалов и соблюдения технологии работ, в процессе эксплуатации под воздействием различных

факторов может снизиться. Так как большинство воздействующих факторов носят случайный характер, надежность и долговечность строительных конструкций определяются законами теории вероятности [1, 3–7].

Изучение вопроса влияния условий эксплуатации (фактора времени, различных режимов нагружения, развития неравномерных деформаций основания и т. п.) на напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкций и зданий в целом напрямую связано с проблемами реконструкции. В этом случае необходимо установить техническое состояние конструкций и здания в целом, обосновать возможность продления срока эксплуатации и принять решение о возможности дальнейшей эксплуатации или выполнении работ по усилению (замене). Наиболее часто применяемыми конструкциями при замене перекрытий являются сталежелезобетонные конструкции [2].

Обеспечение совместной работы железобетонных плит со стальными балками осуществляется путем постановки соответствующих анкеров или упоров. Возможность работы железобетонной плиты, свободно опирающейся на стальные балки, мало освещена в научной и технической литературе. Решение такой задачи полностью зависит от квалификации проектировщиков и принятых предпосылок [8]. При выполнении расчетов должны учитываться требования нормативных документов [1, 3–7].

Анализ последних достижений и публикаций. Как известно [1, 3, 4], расчет и проектирование конструкций, состоящих из разнородных материалов (стальной прокат, железобетон), представляет собой довольно сложную и трудоемкую задачу, решение которой в общем виде в настоящее время отсутствует. При ее решении необходимо учитывать механические свойства материала, специфику работы конструкций под нагрузкой, наличие анкеров для обеспечения совместной работы. В то же время возможность установки анкеров для обеспечения совместной работы железобетонной плиты и стальной балки исключается во многих случаях, например, при усилении железобетонных конструкций подведением стальных балок. Для проектируемых конструкций уменьшение количества анкеров приводит к существенной экономии средств и трудовых затрат. Поэтому для решения поставленной проблемы необходимо подходить к конструированию с пониманием действительной работы конструкций, применять расчетные модели и вычислительные комплексы, которые позволят решить задачу с достаточной для практических целей точностью.

Решению отдельных аспектов отмеченной выше проблемы и посвящена настоящая статья.

Цель работы. Целью настоящих исследований является разработка предложений по конструированию сталежелезобетонных балок при свободном

опирании железобетонных плит на систему стальных балок, а также применение расчетных моделей и вычислительных комплексов, позволяющих учесть неупругие свойства материалов и возможность развития неравномерных деформаций основания.

Основная часть. Особенности конструирования и расчета соединений, работающих на сдвиг, в сталежелезобетонных балках, изложены в подразделе 9.5 [1]. В этом подразделе изложены предложения для сталежелезобетонных балок, а также, в случае пригодности, и для других типов комбинированных элементов.

Соединения, работающие на сдвиг, и поперечная арматура железобетонной плиты должны устанавливаться для передачи продольных усилий сдвига между бетоном и конструктивным стальным профилем. При этом естественное сцепление между двумя материалами не учитывается.

Соединения, работающие на сдвиг, должны иметь достаточную деформативность для того, чтобы удовлетворять условиям относительно неблагоприятного перераспределения усилий при расчетах.

Пластичными считаются соединения, имеющие достаточную деформативность для обеспечения идеализированного пластического характера работы сдвиговых соединений в рассматриваемой конструкции.

Соединительный элемент можно считать пластичным, если характеристическая величина скольжения $\delta_{\text{ук}}$ не превышает 6 мм.

Если в одном пролете сталежелезобетонной балки применяются два и более различных типов соединений, работающих на сдвиг, то необходимо учитывать имеющиеся отличия в их характеристиках скольжения при нагружении.

Соединения, работающие на сдвиг, должны быть достаточными для предотвращения отслаивания железобетонного элемента от стального профиля, за исключением случаев, когда предотвращение отслаивания обеспечивается другими способами.

Для предотвращения расслоения плиты соединения, работающие на сдвиг, необходимо рассчитывать на восприятие номинального предельного растягивающего усилия, перпендикулярного к плоскости стальной полки. Это усилие должно быть как минимум на 0,1 меньше величины расчетного предельного сопротивления соединений на сдвиг. При необходимости, они должны обеспечиваться анкерными устройствами.

Соединения, работающие на сдвиг, в виде хомутов с головками можно считать такими, что обеспечивают необходимое сопротивление отрыва при условии, что они не испытывают прямого растягивающего воздействия.

Необходимо предотвращать продольное разрушение от сдвига и скольжения железобетонной плиты в результате воздействия сосредоточенных сил, которые прикладываются в соединениях.

Если все поперечные сечения отвечают классу 1 или 2, для балок зданий можно применять частичное соединение на сдвиг. Количество соединений должно в этом случае определяться применением теории частичного соединения на сдвиг с учетом деформационной способности соединений сдвигов.

Соединения, работающие на сдвиг, должны располагаться вдоль балки таким образом, чтобы передавать продольный сдвиг и предотвращать расслоение бетона и стальной балки.

В консолях и зонах отрицательных моментов неразрезных балок растянутая арматура должна обрываться в соответствии с шагом соединений, работающих на сдвиг, и соответствующим образом должна быть заанкерена.

Если момент внутренней пары комбинированного сечения превышает более чем в 2,5 раза момент стального элемента, необходимо выполнять дополнительную проверку достаточности соединения, работающего на сдвиг, в промежуточных точках приблизительно посередине между прилегающими критическими сечениями.

Необходимое количество соединений, работающих на сдвиг, может распределяться между точкой максимального положительного момента и прилегающей опорой или точкой максимального отрицательного момента в соответствии с продольным сдвигом, определенным в предположении упругой работы при рассматриваемой нагрузке. В случае выполнения этих требований дополнительных проверок не требуется.

Конструирование соединений, работающих на сдвиг, должно обеспечивать возможность должным образом уплотнять бетон вокруг основания соединения.

Если сверху соединение требуется защитный слой, то он должен быть:

- не менее чем 20 мм;
- или согласно рекомендациям ДБН В.2.6-98:2009 [4] для стальной арматуры диаметром менее чем 5 мм, в зависимости от того, которая из величин больше.

Если защитного слоя не требуется, то верх соединения может совпадать с поверхностью бетона плиты.

При выполнении бетонирования последовательность выполнения работ должна быть такой, чтобы твердеющий бетон не повреждался в результате деформации стальных балок при последовательном выполнении бетониро-

вания. Где только возможно, усилия и деформации к соединениям, работающим на сдвиг, не должны прикладываться до приобретения бетоном проектной прочности или, по крайней мере, 20 МПа.

В местах прилегания соединения, работающего на сдвиг, к продольной грани железобетонной плиты поперечная арматура должна быть полностью заанкерена между гранью плиты и прилегающим рядом соединений.

Если в расчете допускается, что устойчивость стального или железобетонного элемента обеспечивается соединением между ними, то шаг соединений, работающих на сдвиг, должен обеспечивать выполнение этого условия.

В зданиях максимальное расстояние между соединениями, работающими на сдвиг, в продольном направлении не должно превышать более чем в 6 раз общую толщину плиты, или 800 мм.

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Совместность работы железобетонной плиты и стальной балки, обеспечиваемая постановкой анкеров (соединений, работающих на сдвиг), способствует передаче значительных, большей частью неопределенных, усилий с одной конструкции на другую, что не позволяет выполнить конструирование элементов с учетом таких факторов и воздействий. Появление дополнительных усилий в элементах требует постановки дополнительной конструктивной арматуры.
2. Применение анкеров в любом рекомендуемом нормами виде приводит к усложнению работы конструкций, повышает трудозатраты и удорожает строительство.
3. Постановку анкеров можно считать оправданной при условии, если анкера обеспечивают устойчивость стального или железобетонного элемента.

Сказанное предопределяет необходимость конструирования и расчета стале-железобетонных элементов при условии свободного опирания железобетонной плиты на систему стальных балок. Плита должна свободно опираться на стальные балки. Трение по контакту между ними плитой и балками не учитывается. Количество анкеров должно быть минимальным из условия обеспечения устойчивости стальной балки и плиты.

Расчет конструкций, когда железобетонная плита свободно опирается на систему стальных балок, следует выполнять методом конечных элементов (МКЭ). Адекватная конструкции модель МКЭ должна учитывать все

свойства конструктивных элементов, которые входят в состав сооружения, в частности, железобетона [8].

Поскольку при выборе (обосновании) проектных решений необходимо выполнять расчеты по двум группам предельных состояний, необходимо разрабатывать две расчетные модели:

- упрощенную – для определения армирования плиты при проектировании новых конструкций или проверки достаточности существующего армирования (модель 1);
- усложненную – практически адекватную существующей конструкции, для определения прогибов и перемещений (модель 2).

В модели 1 железобетонную плиту необходимо моделировать плоскими КЭ, деформирующимися по линейному закону. Для бетона плиты следует задать величину модуля упругости в соответствии с ДБН В.2.6-98:2009 [4] с умножением на коэффициент 0,85, что позволит в первом приближении учесть нелинейную работу бетона.

Для определения прогибов необходимо разработать модель 2 плиты с использованием объемных КЭ с нелинейной зависимостью деформирования бетона. Нелинейный характер деформирования можно учесть с помощью экспериментально полученных зависимостей « σ_b – ε_b » [4] для бетона соответствующего класса по прочности. Арматуру необходимо моделировать стержневыми КЭ приведенной площади для принятого шага дискретизации КЭ.

В обеих моделях балки следует моделировать плоскими КЭ, что позволит определить НДС и, при необходимости, изменить параметры стальных балок.

Поскольку характер деформирования стальных балок и плиты различный, в местах контакта плиты с балками должны быть введены КЭ одно-сторонней связи между узлами, которые работают на сжатие и позволяют железобетонной плите отрываться от стальных балок.

При расчетах модели 1 принимаются предельные значения величин нагрузок в соответствии требованиями ДБН В.1.2-2:2006 [5]. В результате расчета получаются параметры армирования (при использовании, например, ВК ЛИРА).

Модель 2 используется при расчетах на характеристические значения величин нагрузок. В результате расчета получаются численные значения величин деформаций конструкций. Сравнение полученных результатов расчета (прогибов и других деформаций конструкций, напряжений в

бетоне и арматуре при эксплуатационных нагрузках) позволит уточнить параметры плиты, стальных балок, исходя из ограничений по деформативности (ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [7]), а также трещиностойкости плиты (ДБН В.2.6-98:2009 [4]), общей и местной устойчивости стальных балок (ДБН В.2.6-163:2010 [3]).

В качестве примера можно рассмотреть некоторые результаты расчета сталежелезобетонного перекрытия здания торгового комплекса «Домосфера» в г. Киеве [8]. Здание комплекса представляет собой трехэтажное, прямоугольное в плане многопролетное в обоих направлениях каркасное сооружение. Шаг колонн в продольном и поперечном направлении составляет 9 м, высота этажа – 5,25 м.

Каркас представляет собой пространственную рамную систему, состоящую из жестко сопряженных между собой стальных колонн и ригелей. Ригели располагаются в двух направлениях. Колонны жестко сопрягаются с монолитными железобетонными фундаментами.

Для определения НДС, армирования плиты и напряжений в стальных балках были разработаны модель 1 и модель 2. Результаты расчета модели 1 позволили определить армирование плиты. В результате расчета модели 2 получены изополя вертикальных перемещений ригелей и балок. Максимальное вертикальное перемещение для балки составило 15,23 мм, что значительно меньше предельной величины 36 мм [8].

Выводы

Совместность работы железобетонной плиты и стальной балки, обеспечиваемая постановкой анкеров, способствует передаче значительных, большей частью неопределенных усилий с одной конструкции на другую, что не позволяет выполнить конструирование элементов с учетом таких факторов и воздействий. Появление дополнительных усилий в элементах требует постановки дополнительной конструктивной арматуры.

Применение анкеров в любом рекомендуемом нормами виде приводит к усложнению работы конструкций, повышает трудозатраты и удорожает строительство.

Постановку анкеров можно считать оправданной при условии, если анкера обеспечивают устойчивость стального или железобетонного элемента.

Сказанное предопределяет конструирование и расчет сталежелезобетонных элементов при условии свободного опирания плиты на систему стальных балок. Железобетонная плита должна свободно опираться на стальные балки. Трение по контакту между плитой и балками не

учитывается. Количество анкеров должно быть минимальным из условия обеспечения устойчивости стальной балки и плиты.

Литература

- [1] Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-160:2010. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
- [2] Голоднов А. И. Особенности расчета и проектирования зданий при изменении конструктивной системы / [А. И. Голоднов, К. А. Голоднов, А. П. Иванов, О. В. Кондратюк, В. В. Псюк] // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : зб. наук. статей. – Вип. 9. – Кривий Ріг : КТУ, 2011. – С. 57–64.
- [3] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [4] Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Конструкції будинків і споруд. Державні будівельні норми України)
- [5] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [6] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 32 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [7] Прогини і переміщення. Вимоги проектування : ДСТУ Б В.1.2-3:2006.– Офіц. вид – К. : Мінбуд України, 2006. – 10 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Національний стандарт України).
- [8] Голоднов А. И. Особенности расчета железобетонной плиты, свободно опирающейся на систему стальных балок / А. И. Голоднов, В. В. Псюк, Е. В. Кондратюк // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. науч. тр. / Одесская государственная академия строительства и архитектуры. – Одесса : ОГАСиА, 2012. – № 16. – Ч. 1. – С. 53–58.

Надійшла до редколегії 17.05.2013 р.

УДК 624.076.2

Диагностика коррозионной опасности металлоконструкций объектов долговременной эксплуатации

Гибаленко А.Н., к.т.н.

Приазовский государственный технический университет, Украина

Анотація. Виявлення залишкового ресурсу об'єктів довготривалої експлуатації в корозійних середовищах обумовлює необхідність використання розрахунків на корозійну стійкість і довговічність за вимогами методики граничних станів з урахуванням строків служби первинного та вторинного захисту металевих конструкцій від корозії. Запропонована методика дозволяє виконувати аналіз ризиків впровадження нових матеріалів і технологій, забезпечити заходи ресурсозбереження на підставі результатів корозійних випробувань. Викладено матеріали теоретичних і експериментальних досліджень, що включають обґрунтування допустимих граничних інтервалів визначення показників надійності при розгляді деградаційних процесів, зумовлених впливами корозійних середовищ; вдосконалення нормативно-технічного регулювання діяльності з захисту життя і здоров'я людей, майна та навколишнього середовища.

Аннотация. Выявление остаточного ресурса объектов долговременной эксплуатации в коррозионных средах обуславливает необходимость использования расчетов на коррозионную стойкость и долговечность по требованиям методики предельных состояний с учетом сроков службы первичной и вторичной защиты металлических конструкций от коррозии. Предложенная методика позволяет выполнять анализ рисков внедрения новых материалов и технологий, обеспечить мероприятия ресурсосбережения на основании результатов коррозионных испытаний. Изложены материалы теоретических и экспериментальных исследований, включающие обоснование допустимых интервальных значений показателей надежности при рассмотрении деградационных процессов, обусловленных воздействиями коррозионных сред; совершенствования нормативно-технического регулирования деятельности по защите жизни и здоровья людей, имущества и окружающей среды.

Abstract. Identification of the residual life of objects being in long-term operation in corrosive environments necessitates the use of analysis concerning the corrosion resistance and durability according to the requirements of the ultimate state procedure taking into account the service life of primary and secondary protection of metal structures from corrosion. The proposed method enables to analyze risks of application of new materials and technologies, to ensure resource conservation measures based on the results of corrosion tests. Materials concerning theoretical and experimental studies are presented, including the bases for admissible interval determination of the reliability limits when considering the degradation processes associated with exposure to corrosive environments, to improve the normative-technical regulation concerning the protection of the people's life and health, of the property and environment.

Ключевые слова: анализ рисков, безопасность эксплуатации, защита от коррозии, строительные металлические конструкции, метод предельных состояний, коррозионная опасность металлоконструкций.

Описание проблемы. Обеспечение безопасности и надежности металлоконструкций рассматривается на основании процессного подхода, в соответствии с определением международного стандарта ISO 9001/МЭК 300-1. Используемая расчетно-экспериментальная оценка сроков службы первичной и вторичной защиты металлических конструкций от коррозии позволяет выполнять анализ рисков внедрения новых материалов и технологий, назначать перечень мероприятий обеспечивающих ресурсосбережение на основании результатов коррозионных испытаний. Принципы управления коррозионной опасностью эксплуатируемых объектов включают управляющую, нормативную, контролируемую и инвестиционно-технологическую составляющие безаварийной эксплуатации зданий и сооружений в условиях агрессивных природных и производственных воздействий.

Использование рациональных мер противокоррозионной защиты металлоконструкций обеспечивает возможность снижения, примерно на четверть, ежегодных эксплуатационных затрат (связанных с обеспечением надежности и долговечности) только за счет совершенствования организации работ по защите от коррозии.

Постановка проблемы. Законодательной основой, связанной с проблемой сохранности основных фондов, являются: распоряжение КМУ № 100 р от 1 марта 2004 г. «Про заходи щодо посилення контролю за проектуванням, новим будівництвом, реконструкцією, капітальним ремонтом та експлуатацією будинків і споруд»; Постановление КМУ от 8 октября 2004 г. № 1331 «Про затвердження Державної науково-технічної програми «Ресурс»; Программа научно-технического развития Донецкой области на период до 2020 г. (постановление областного Совета от 22.03.2002 № 3/25-656) [1–3].

В решении «О состоянии защиты металлофонда Украины от коррозии» Межведомственной комиссии по вопросам научно-технологической безопасности при Совете национальной безопасности и обороны Украины от 13 октября 2009 признаны критическими последствия коррозионного разрушения основных фондов. Для создания нормативных требований технического регулирования уровня коррозионной опасности разработан проект стандарта ДСТУ Б В.2.6-XXX:201X «Конструкции зданий и сооружений. Защита металлических конструкций от коррозии», направленный на актуализацию национальной нормативной базы в соответствии с современными задачами строительной отрасли, гармонизацию этой базы с нормативными документами Европейского Союза, связанными с выполнением и внедрением Директивы 89/106/ЕС.

Проблемы, отраженные в исследовании. Проблема обеспечения технологической безопасности промышленных зданий и сооружений связана с регламентацией подходов предупреждения аварийных ситуаций при эксплуатации конструкций, сооружений по фактическому состоянию. При этом предполагается анализ возможностей нормативно-технического регулирования, внедрение управленческих мер по диагностике, мониторингу коррозионного состояния с целью обеспечения требований технологической безопасности и защиты от коррозии производственных объектов. Технологическая безопасность представляет важную структурную составляющую безопасности предприятия, характеризующая систему мер поддержания работоспособности, повышения эксплуатационных свойств конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей, которые полностью или значительно исчерпали свой нормативный ресурс [2]. Такие объекты рассматриваются как источники потенциальной опасности при модернизации, техническом перевооружении, реконструкции и продлении срока их эксплуатации.

Анализ отечественных нормативных документов, европейских и международных стандартов подтверждает, что обеспечение безопасности и ремонтно-пригодности конструкций связано с развитием подходов к управлению надежностью и качеством на основе положений ISO 9001. Определение долговечности конструкций включает анализ наиболее неблагоприятных нагрузок и воздействий с целью определения расчетных ситуаций для моделирования напряженно-деформированного состояния конструкций. Оценка повреждений отдельных конструкций и сооружений в процессе эксплуатации выполняется путем сравнения признаков физического износа, выявленных в результате визуального и инструментального обследования, с их значениями, допускаемыми в нормативно-технических документах. Ресурс конструкций эксплуатируемых объектов зависит от соответствия конструкций заданным параметрам целевой технологической функции, соблюдения норм и правил технической эксплуатации и ремонтного обслуживания.

Предпосылками для продления сроков эксплуатации объекта является наличие резервов несущей способности и приспособленность конструктивных элементов к предотвращению, выявлению и устранению дефектов и повреждений путем проведения технического обслуживания и ремонта. Одним из направлений, которое связано с установлением обоснованных резервов несущей способности конструкций, является совершенствование теории и метода предельных состояний. Расчетные положения метода предельных состояний обеспечивают возможность безотказной работы конструкций и сооружений с учетом изменчивости свойств, грунтов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик, условий работы, а также степени ответственности промышленных объектов, обусловленной материальным и социальным ущербом при нарушении их работоспособности [2].

Цель публикации. Основной задачей исследования является создание научно-технического обоснования на базе экспериментально-теоретических исследований для определения и выявления: классификационных признаков агрессивных воздействий среды эксплуатации в соответствии с зонами размещения конструкций; показателей качества средств и методов первичной и вторичной защиты; ресурса металлических конструкций при наличии коррозионно-механических повреждений; технологических требований к техническому обслуживанию и ремонту; способов выполнения (восстановления) защиты от коррозии; мероприятий по охране здоровья и технике безопасности; требований по защите окружающей среды. Научное сопровождение и внедрение мероприятий технологической безопасности предусматривает использование мобильной лаборатории диагностики и мониторинга коррозионного состояния конструкций и сооружений.

Согласно нормативным положениям [2] устанавливаются требования выявления дефектов и повреждений, а также принятия необходимых мер по поддержанию работоспособного состояния конструкций. Разработанный подход предусматривает основные этапы оценки уровня риска по технологической безопасности: назначение методов контроля параметров конструкций по показателям повреждаемости и допустимым интервальным значениям ремонтпригодности; количественная оценка показателей на основании расчета конструкций на коррозионную стойкость и долговечность; анализ уровня уязвимости стальных конструкций в зависимости от степени критичности (категории дефектов и повреждений); оценка угроз (категории технического состояния) при эксплуатации по фактическому состоянию при установленных значениях ремонтпригодности; мероприятия восстановления эксплуатационных свойств, продления ресурса стальных конструкций и снижения риска при реализации мероприятий программ обеспечения надежности (ПОН) по фактическому состоянию.

На основании оценки показателей качества эксплуатации, регистрации дефектов и повреждений назначается режим непрерывного или выборочного контроля с учетом категории выявленных несовершенств. Основной характеристикой определения ресурса стальных конструкций при агрессивных воздействиях принимается характеристическое значение годовых коррозионных потерь [3]. При задании критериев предельных состояний продления ресурса по результатам оценки фактического состояния используется коэффициент обратной связи режима эксплуатации конструкций (ψ) на основе зависимости:

$$N = \Phi / (\Gamma - \psi), \quad (1)$$

где: N – наибольшее расчетное усилие в конструктивном элементе; Φ – предельное усилие, которое может воспринимать элемент с харак-

теристикой повреждаемости Θ ; Γ – отношение резерва надежности. Отношение резерва надежности (или коэффициент запаса), выражается через детерминированную величину, равную отношению математических ожиданий прочности и нагрузки:

$$\Gamma = R/S, \quad (2)$$

где R – обобщенная прочность конструкции; S – обобщенная нагрузка ($R - S > 0$).

Коэффициент обратной связи режима эксплуатации (ψ) обеспечивает реализацию аналитического подхода к управлению технологической безопасностью – формирование ПОН на основе решения задач анализа причин, последствий отказов (FMEA) и оценки критичности отказов (FMESA). При этом критерием технологической безопасности конструкций остается характеристика (η), которая означает пропускную способность регулирования ресурса

$$\eta = 1/(\Gamma - \psi) \quad (3)$$

При накоплении повреждений Θ коэффициент обратной связи (ψ) характеризует снижение эксплуатационных показателей стальных конструкций при установленном проектном значении отношения резерва надежности (Γ). Пропускная способность регулирования ресурса характеризует допустимую замену проектного значения отношения резерва надежности (Γ) для восстановления работоспособного состояния и продлении ресурса за счет конструкторско-технологических ограничений и методов обеспечения необходимой послеремонтной несущей способности. Конечно-элементное моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) стальных конструкций для оценки показателей ресурса выполняется с использованием интегрированного расчетного комплекса SCAD.

Определение критериев первичной и вторичной защиты выполняется на основе типовой модели эксплуатации, согласно которой разрабатывается номенклатура показателей надежности. Расчет на коррозионную стойкость связан с учетом мероприятий первичной и вторичной защиты на основе признаков предельных состояний первой и второй группы. Структурные схемы показателей надежности представлены потоковыми графами, описывающие изменения коррозионного состояния стальных конструкций с учетом вариантов противокоррозионной защиты при обслуживании объектов в течение установленного срока службы. Расчет показателей коррозионной стойкости, ремонтпригодности и долговечности выполняется на основании расчетных схем и данных спецификаций (установленных при мониторинге коррозионного состояния). Для сталь-

ных конструкций определены следующие характеристики долговечности: коррозионная стойкость K (степень воздействия среды), мм/год; срок службы защитных покрытий T_z , год. Обоснование эффективности защиты строительных конструкций и сооружений предполагается выполнять согласно разработанной методике с учетом коэффициента готовности стальных конструкций (K_g) – показателя качества.

$$K_g = \frac{T_{k\gamma} + T_{z\gamma}}{T_{k\gamma} + nT_{z\gamma}}; \quad (4)$$

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.

Коэффициент готовности стальных конструкций является комплексным показателем ремонтпригодности, характеризующим параметры конструктивных и технологических мероприятий первичной и вторичной защиты (таблица). Задача определения K_g (при воздействии агрессивных сред A_n , г/м² год) сформулирована как расчет стальных конструкций по предельным состояниям на коррозионную стойкость и долговечность по результатам ускоренных коррозионных испытаний защитных покрытий для обоснования технико-экономических показателей продления ресурса. Применение методов контроля и подтверждения соответствия характеристик средств первичной и вторичной защиты происходит в стационарных и мобильных лабораториях, а также на коррозионных станциях согласно отработанным регламентам.

Использование критерия коррозионной опасности [4] позволяет осуществлять выбор мероприятий первичной и вторичной защиты, а также определять контрольные нормативы для обоснования системы технического обслуживания и научно-технического сопровождения объектов в зависимости от степени агрессивности воздействий и коэффициента готовности противокоррозионной защиты (табл. 1).

Обоснование эффективности проектных решений по защите от коррозии выполняется на основе показателя среднего риска (среднего убытка) [3] по зависимости:

$$R_c = \sum_{i=1}^{i=n} P_i X_i, \quad (5)$$

где: R_c – количественная мера риска (средний риск), выражаемая величиной ожидаемых потерь (в стоимостном выражении); P_i – вероятность получения убытка размера X_i в результате наступления какого-либо неблагоприятного события (группы событий); X_i – величина ущерба (в стоимостном выражении); n – число возможных вариантов убытков, которые могут иметь место при наступлении неблагоприятного события, включая и нулевой ущерб.

Таблица 1

Классификационные признаки уровня коррозионной опасности (КІ – КV)

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, $0,05 < K \leq 0,08$	КІІ	КІ	*	*	*
Высокоагрессивная, $0,08 < K \leq 0,20$	КІІІ	КІІ	КІ	*	*
Очень высокоагрессивная, $0,20 < K \leq 0,50$	КІV	КІІІ	КІІ	КІ	*
Сильноагрессивная, $K > 0,50$	КV	КІV	КІІІ	КІІ	КІ

* Для установленных интервальных значений признаков (K , K_g) уровень коррозионной опасности не нормируется.

Средний риск производственной деятельности при реализации защитных мер по предупреждению коррозионного разрушения можно определить на основании выражения:

$$R_c = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m g_{ij}(V) P_j P_i(j, z_j) X_i, \quad (6)$$

где: $P_i(j, z_j)$ – условная вероятность возникновения ущерба X_i при наступлении неблагоприятного события j -го типа и осуществления защитных мер от него с затратами z_j ; $g_{ij}(V)$ – вероятность выбора объектом ситуации, характеризующаяся вероятностью наступления неблагоприятного события P_j и законом распределения ущерба $P_j(j, z_j)$, который зависит от принятых мер по защите z_j .

Требования стандартизации противокоррозионной защиты основываются на разработке новых государственных норм с учетом мировой тенденции развития нормативной базы защиты от коррозии с целью подтверждения соответствия качества строительных материалов и изделий на основе технической диагностики и мониторинга коррозионного состояния. Для усовершенствования нормативно-технического регулирования деятель-

ности и защиты жизни, здоровья людей, имущества и окружающей среды решаются задачи актуализации нормативного обеспечения по направлениям: ДБН «Захист від корозії в будівництві. Захист металевих конструкцій від корозії» взамен разделов СНиП 2.03.11-85* в части требований к защите от коррозии металлоконструкций в соответствии с ISO 12944:1998 «Лаки и краски – защита от коррозии стальных конструкций»; ДБН «Захист від корозії в будівництві. Діагностика корозійного стану та продовження нормативного ресурсу металевих конструкцій» взамен пособия к СНиП 2.03.11-85; ДБН «Технічне регулювання безпеки експлуатації будівельних конструкцій, будівель і споруд об'єктів підвищеної небезпеки у корозійних середовищах»; ДСТУ «Моніторинг технологічної безпеки промислових будівель і споруд. Загальні положення».

Выводы

Проблема нормативно-технического обеспечения защиты от коррозии обостряется необходимостью возобновления защитных покрытий металлических конструкций, продления остаточного ресурса строительных конструкций и сооружений предприятий с различным составом и степенью агрессивности воздействий. Совершенствование нормативно-методической базы по защите от коррозии конструкций, сооружений и инженерных сетей обеспечит принятие организационных мер по учету коррозионных потерь и создание эффективной системы менеджмента технологической безопасности в промышленности [5].

Внедрены механизмы экономического управления противокоррозионной защитой объектов металлургического комплекса по критериям коррозионной опасности [6]. Это позволило: создать условия: функционирования системы управления технологической безопасностью объектов промышленного предприятия на основе нормативных документов диагностики и мониторинга коррозионной опасности; снизить уровни рисков техногенных аварийных ситуации и улучшить экологическую ситуацию; осуществить сокращения (до 10–15 %) затрат на защиту от коррозии за счет мер обеспечения ресурсосбережения; создать информационные продукты для совершенствования коррозионностойких конструкций и сооружений; использовать базы данных технических решений первичной и вторичной защиты от коррозии.

Литература

- [1] Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації : ДБН В.1.2-9-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – 21 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).

- [2] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [3] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [4] Корольов В. П. Методика ризику-аналізу показників довговічності металоконструкцій при виборі мір первинного та вторинного захисту від корозії / [В. П. Корольов та ін.] // Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В. М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2012. – Вип. 9. – С. 232–244.
- [5] Королев В. П. Оценка соответствия качества противокоррозионной защиты требованиям надежности стальных конструкций / [В. П. Королев и др.] // Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2012. – Вип. 10. – С.261–271.
- [6] Обеспечение технологической безопасности при эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений : СТП 101С-6.3-05.2007. – Донецк : Изд-во ПрАО «Донецксталь-МЗ», 2007. – 56 с.

Надійшла до редколегії 20.03.2013 р.

УДК 624.072.002.2

Обоснование продления срока эксплуатации стальных балок

¹Фомина И.П., ²Голоднов А.И., д.т.н.

¹ПАО «ХК «Киевгорстрой», Украина

²ООО «Кринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Викладено доцільність використання комплексної методики оцінки напружено-деформованого стану конструкцій на основі результатів візуального й інструментального обстеження та методів математичного моделювання технічного стану. Визначення технічного стану здійснюється в рекомендованому чинними нормативними документами порядку. Моделювання встановленого технічного стану для визначення розрахункових зусиль виконується методом скінченних елементів. Запропоновано методику розрахунку залишкового ресурсу сталевих балок з урахуванням встановленого технічного стану і обґрунтування можливості продовження експлуатації конструкцій.

Аннотация. Изложена целесообразность использования комплексной методики оценки напряженно-деформированного состояния конструкций на основе результатов визуального и инструментального обследования и методов математического моделирования технического состояния. Определение технического состояния осуществляется в рекомендованном действующими нормативными документами порядке. Моделирование установленного технического состояния для определения расчетных усилий выполняется методом конечных элементов. Предложена методика расчета остаточного ресурса стальных балок с учетом установленного технического состояния и обоснования возможности продления эксплуатации конструкций.

Abstract. Expediency to use the complex procedure for estimation of the deflected mode of constructions is expounded on the basis of visual and instrumental inspection results and methods of mathematical modeling the technical state. Determination of the technical state is carried out according to the procedure recommended by the normative documents in force. The modeling of the set technical state for determination of rated efforts is executed by the method of eventual elements. The procedure of residual resource calculation for of steel beams of is offered taking into account the determined technical state and grounded possibility to extend the service life of the constructions.

Ключевые слова: эксплуатация стальных балок, дефекты и повреждения, оценка технического состояния, остаточный ресурс, продление эксплуатации

Введение. Постановка проблемы. Наряду с новым строительством все чаще возникает необходимость в проведении работ по восстановлению эксплуатационной пригодности строительных конструкций зданий и сооружений. При этом необходимо решать вопросы, связанные с определением напряженно-деформированного состояния (НДС) и выполнением работ по продлению срока эксплуатации стальных конструкций зданий и сооружений.

Указанные работы необходимо решать в комплексе, т. е. прогнозу возможного продления срока эксплуатации должны предшествовать работы по оценке технического состояния. Эти работы необходимо выполнять в соответствии с требованиями действующих нормативных документов [1, 2].

Оценка технического состояния выполняется на основании результатов визуального и инструментального обследования, поверочных расчетов и т. п. Поверочные расчеты выполняются, как правило, с применением упрощенных расчетных схем без учета фактического состояния конструкций и прогноза деградации свойств материалов. Такой подход не позволяет смоделировать НДС сооружений в динамике развития процессов деградации и не дает возможности принять правильное решение о составе мероприятий, обеспечивающих возможность продления срока эксплуатации.

Анализ последних достижений и публикаций. Как известно [1–4], диагностика и продление срока эксплуатации стальных конструкций зданий и сооружений представляет собой довольно сложную и трудоемкую проблему, решение которой в общем виде в настоящее время отсутствует. При ее решении необходимо определить механические свойства материала, учесть специфику работы конструкций под нагрузкой и возможное изменение их технического состояния, а также прогноз возможного развития неравномерных деформаций основания. Для решения поставленной проблемы необходимо разумно сочетать разрушающие и неразрушающие методы контроля, применять расчетные модели и вычислительные комплексы, которые позволят решить задачу с достаточной для практических целей точностью.

Решению отдельных аспектов отмеченной выше проблемы обоснования продления срока эксплуатации стальных конструкций, в т. ч. и с учетом влияния остаточных напряжений [5–7], посвящена настоящая статья.

Цель работы. Целью настоящих исследований является разработка предложений по моделированию действительного НДС сооружений с учетом их фактического технического состояния, а также применение расчетных моделей и вычислительных комплексов, позволяющих учесть неупругие свойства материалов и возможность развития неравномерных деформаций основания.

Основная часть. При оценке технического состояния стальных конструкций, зданий и сооружений в целом выполняются такие виды работ [3, 4]:

- анализ технической документации;
- предварительное установление параметров и критериев технического состояния;
- анализ отказов и повреждений;
- установление механизмов старения;
- визуальное обследование состояния конструкций;
- предварительная оценка технического состояния конструкций (сооружения) на основании анализа технической документации и визуального обследования;
- разработка программы инструментальных исследований (при необходимости);
- инструментальное обследование состояния конструкций;
- анализ результатов визуального и инструментального обследования;
- выполнение поверочных расчетов (при необходимости);
- подготовка заключения о техническом состоянии конструкций;
- рекомендации по приведению конструкций в пригодное для дальнейшей эксплуатации состояние;
- обоснование возможности продления срока эксплуатации.

Для оценки технического состояния стальных конструкций используются:

- критерии соответствия конструкции (сооружения) рабочей документации (размеры, конструктивные особенности и т. п.);
- критерии соответствия конструкции (сооружения) определяющим параметрам технического состояния (наличие или отсутствие недопустимых дефектов, соответствие примененных материалов требованиям проекта и т. п.) и удовлетворения требованиям расчета по предельным состояниям I и II групп.

По результатам визуального обследования при обнаружении существенных дефектов, влияющих на несущую способность и долговечность конструкций, выполняется инструментальное обследование.

При инструментальном обследовании уточняют:

- физико-механические характеристики материалов;
- в поврежденных конструкциях – геометрические размеры элементов, состояние узлов сопряжения;
- прогибы и перемещения;
- трещины в основном металле и сварных швах;
- коррозию металла и т. п.;
- остаточное напряженное состояние (ОНС) в стальных конструкциях, возникшее в процессе изготовления (монтажа).

По результатам анализа технической документации, визуального и инструментального обследований технического состояния принимается решение о необходимости выполнения поверочного расчета.

Критериями для принятия решения о необходимости выполнения поверочных расчетов стальных конструкций, зданий и сооружений в целом являются:

- дефекты, влияющие на снижение несущей способности конструкций;
- снижение прочностных характеристик материалов в сравнении с проектными (устанавливаются путем проведения обследования конструкций методами разрушающего и неразрушающего контроля);
- уменьшение площади рабочего сечения элемента;
- превышение величин фактических эксплуатационных нагрузок их проектных значений;
- наличие технологических воздействий, не предусмотренных проектом;
- наличие ОНС, отрицательно влияющего на работу конструкций [5–7];
- развитие неравномерных деформаций основания.

В ходе выполнения поверочных расчетов предусматривается [3, 4]:

- математическое моделирование конструкций методом конечных элементов (МКЭ) с учетом установленного технического (деформированного) состояния;
- расчет конструкций и определение усилий и деформаций в элементах расчетной схемы;
- сравнение характера деформирования реального объекта и математической модели и уточнение, в случае необходимости, жесткостных характеристик материалов элементов модели;
- расчет уточненной модели, определение усилий и перемещений;
- проверка соблюдения условий, обеспечивающих несущую способность и деформативность строительных конструкций, зданий и сооружений в целом;
- окончательная оценка технического состояния конструкций, зданий и сооружений в целом;
- корректировка расчетной схемы сооружения с учетом установки элементов усиления и расчет новой модели;
- проектирование усиления.

Оценка технического состояния стальных конструкций (сооружения) производится путем сопоставлением контролируемых параметров, определенных в ходе проведения визуального и инструментального обследований, с параметрами, которые установлены в проектной или нормативной документации.

По результатам проведенных работ готовится заключение о техническом состоянии строительных конструкций и сооружения в целом и делается вывод о возможности продления срока эксплуатации или о необходимости выполнения работ по приведению конструкции в состояние, обеспечивающее эксплуатационную пригодность и работоспособность.

Критерии предельных состояний устанавливаются в соответствии с требованиями действующих нормативных документов [1, 2, 7–11]. Условие отказа конструкций (достижение предельных состояний первой группы) [3, 4, 10, 11]:

$$F \geq F_u, \quad (1)$$

где F, F_u – соответственно наибольшее возможное за время эксплуатации усилие в элементе (конструкции) от расчетных нагрузок и его наименьшая несущая способность.

Условие достижения предельных состояний конструкций второй группы [3, 4, 11]:

$$f \geq f_u, \quad (2)$$

где f, f_u – соответственно прогиб конструкции, определенный в результате расчета, и предельный прогиб, установленный нормами.

Элемент (конструкция) считается работоспособным, а его техническое состояние – нормальным или удовлетворительным, если условия (1) или (2) не выполняются.

Каждое из неравенств (1)–(2) можно преобразовать к виду:

$$\Phi_u [x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t), y_1, y_2, \dots, y_n] < \Phi, \quad (3)$$

где $\Phi_u [x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t), y_1, y_2, \dots, y_n]$ – функция несущей способности (деформативности) элементов (конструкций), устанавливается в соответствии с требованиями действующих нормативных документов с учетом изменения входящих параметров во времени; Φ – действующее максимальное усилие (деформация) в элементе (конструкции).

В неравенстве (3) аргументы первой группы x_1, x_2, \dots, x_m зависят от времени, а аргументы второй группы y_1, y_2, \dots, y_n от времени не зависят и являются константами. Вид функциональной зависимости следует определить после алгебраических преобразований неравенства (3) с включением в состав аргументов всех величин, зависящих от времени, если это представляется возможным.

Параметры, входящие в неравенство (3), определяются по результатам анализа технической документации, визуального и инструментального обследования.

Оценку возможности продления срока эксплуатации по несущей способности следует выполнять в такой последовательности:

- определить несущую способность элемента по проектным данным F_{pr} ;
- на основании проведенного обследования установить параметры функции несущей способности $\Phi_u[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t), y_1, y_2, \dots, y_n]$ для конкретного элемента (конструкции) и определить несущую способность этого элемента (конструкции)
 $F_{cr} = \Phi_u[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t), y_1, y_2, \dots, y_n]$;
- по результатам выполненного моделирования и расчетов определить максимальные усилия F в элементе (конструкции). Сравнить:

$$F_{cr} \geq F, \quad (4)$$

- и если неравенство выполняется, срок эксплуатации конструкции не исчерпан;
- определить остаточный ресурс t_R с использованием допущения относительно линейной зависимости изменения контролируемых параметров от времени

$$t_R = \Delta t \frac{F_{cr} - F}{F_{pr} - F_{cr}}, \quad (5)$$

где Δt – временная база, лет.

Если отказ возможен для двух и более элементов статически неопределимой системы, расчет системы необходимо выполнить с учетом перераспределения усилий после исключения разрушенных элементов из расчетной схемы.

В качестве первого примера выполнено расчетное обоснование возможности продления срока эксплуатации по несущей способности стальной балки пролетом 6 м. Сечение – прокатный двутавр № 20,

площадь $A=26,8 \text{ см}^2$, $W=184 \text{ см}^3$. Несущая способность по проектным данным $M_{pr} = F_{pr} = 4500 \text{ кг}\cdot\text{м}$. Максимальное усилие, действующее в сечении балки, – $M_{\max} = F = 4000 \text{ кг}\cdot\text{м}$. Балка находится в эксплуатации с 1993 года.

В 2013 году по результатам обследования было установлено, что из-за коррозионного износа сечение уменьшилось, и его площадь составила $24,5 \text{ см}^2$, а момент сопротивления $W=168 \text{ см}^3$. Несущая способность балки по результатам обследования с учетом износа – $M_{cr} = F_{cr} = 4120 \text{ кг}$.

Проверяется условие (4). Сравниваются: $F_{cr} = 4120 \text{ кН} \geq F = 4000 \text{ кН}$. Неравенство выполняется, значит, несущая способность балки не исчерпана.

Определяется остаточный ресурс при такой скорости коррозии t_R с использованием допущения относительно линейной зависимости изменения контролируемых параметров от времени:

$$\Delta t = 2013 - 1993 = 20 \text{ лет};$$
$$t_R = 20 \cdot \frac{4120 - 4000}{4500 - 4000} = 4,8 \text{ года.}$$

Таким образом, при такой скорости коррозии балка может эксплуатироваться 4,8 года. Остаточный ресурс конструкции может быть увеличен за счет проведения работ по восстановлению защитного покрытия или усиления.

Выводы

Наряду с новым строительством все чаще возникает необходимость в проведении работ по восстановлению эксплуатационной пригодности строительных конструкций зданий и сооружений. При этом должны быть решены вопросы, связанные с оценкой технического состояния, определением НДС конструкций и выполнением работ по обоснованию возможности продления срока эксплуатации строительных конструкций.

Предложена методика оценки технического состояния стальных конструкций, включающая анализ технического состояния, проведение визуального и инструментального обследования, математическое моделирование НДС конструкций с применением МКЭ. Методика позволяет сделать выводы о техническом состоянии конструкций и рассчитать их остаточный ресурс с учетом возможной деградации материала и уменьшения рабочей площади сечения. Выполнение расчетов с использованием предложенной методики позволит также разработать комплекс мероприятий для последующего переназначения ресурса.

Література

- [1] Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений : ДБН 362-92. – Офіц. вид. – К. : Держбуд України, 1993. – 47 с. – (Державні будівельні норми).
- [2] Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К. : Держбуд України, 1999. – 152 с.
- [3] Голоднов А. И. Моделирование напряженно-деформированного состояния – составная часть работ по продлению ресурса строительных конструкций сооружений / А. И. Голоднов // Вісн. Придніпр. Держ. акад. будів. та арх. – Дніпропетровськ : ПДАБтаА, 2004. – № 7–8. – С. 34–40.
- [4] Голоднов А. И. Определение остаточного ресурса железобетонных конструкций в условиях действующих предприятий / А. И. Голоднов // Буд. Конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К. : НДІБК, 2005. – Вип. 62. – Т. 2. – С. 138–143.
- [5] Masubuchi K. Analysis of welded structures. Residual stresses, distortion and their consequences / K. Masubuchi. – London : Pergamon Press, 1980. – 642 p.
- [6] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Вид-во «Сталь», 2008. – 150 с.
- [7] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми).
- [8] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [9] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [10] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с.
- [11] Прогини і переміщення. Вимоги проектування : ДСТУ Б В.1.2-3:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 10 с.

Надійшла до редколегії 27.05.2013 р.

УДК 69.059.22:699.8

Вплив технологічних факторів на вогнестійкість залізобетонних плит

Отрош Ю.А., к.т.н., Ткачук І.А., Семиног М.М.

Академія пожежної безпеки ім. Героїв Чорнобиля, Україна

Анотація. Викладено методичні підходи до визначення вогнестійкості залізобетонних конструкцій будівель. Показано важливість вирішення цього питання стосовно конструкцій перекриттів. Наведено результати деяких випробувань залізобетонних плит на вогнестійкість. Відмічено вплив технологічних чинників на вогнестійкість плит.

Аннотация. Изложены методические подходы к определению огнестойкости железобетонных конструкций зданий. Показана важность решения этого вопроса применительно к конструкциям перекрытий. Приведены результаты некоторых испытаний железобетонных плит на огнестойкость. Отмечено влияние технологических факторов на огнестойкость плит.

Abstract. The methodical approach is expounded concerning determination of the fire-resistance of reinforce-concrete constructions of buildings. The importance to solve this problem is shown as it applies to the ceiling constructions. The results of some fire-resistance tests of the reinforced concrete slabs are cited. The influence of technological factors on the fire-resistance of the slabs is marked.

Ключові слова: залізобетонні плити, високотемпературні дії, випробування, вогнестійкість.

Вступ. Постановка проблеми. Залізобетонні елементи були і залишаються основними складовими частинами перекриттів житлових і громадських будинків. У зв'язку з цим актуальним залишається питання пожежної безпеки при експлуатації, в першу чергу, тонких плитних елементів, оскільки виключення їх з роботи може призвести до руйнування будинку в цілому.

Досвід експлуатації стін, колон, інших стиснутих і зігнутих елементів свідчить про достатній запас їх 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 та деформативності під час і після пожежі. Безпечна експлуатація таких конструкцій має бути підтримана різними заходами. При цьому необхідно вирішувати питання, пов'язані з забезпеченням надійної експлуатації конструкцій за рахунок прийняття відповідних матеріалів або захисних заходів, визначення напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій

при різних впливах і виконанням робіт із продовження терміну експлуатації як окремих конструкцій, так і будівель в цілому [1–6 та ін.].

Робота виконується відповідно до Постанови Кабінету Міністрів України № 409 від 5 травня 1997 р. «Про забезпечення надійності та безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж».

Мета дослідження – виявлення особливостей роботи, оцінки вогнестійкості залізобетонних конструкцій за наявності високотемпературних впливів із розробленням заходів щодо підвищення вогнестійкості.

Основна частина. До чинників, що визначають поведінку будівельних конструкцій в умовах пожежі, відносять:

- ступінь навантаження конструкцій та окремих елементів;
- вигляд і кількість пожежного навантаження, що визначає температурний режим, а також теплоту пожежі;
- теплове навантаження на конструкцію;
- теплофізичні та фізико-механічні характеристики матеріалів, з яких виконані будівельні конструкції;
- умови нагріву та способи з'єднання конструкцій.

Згідно з ДСТУ Б В.1.1-4-98* [3] фактичні межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначаються при дії нормативних навантажень (приймаються характеристичні значення величин навантажень згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [4]). Величини нормативних навантажень встановлюються залежно від призначення конструкцій і умов їх експлуатації.

Класифікація цих навантажень, що використовується в ДБН В.1.2-2:2006 [4], 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 з вогнестійкості [3]. Межа вогнестійкості знижується зі збільшенням навантажень, які діють на конструкції.

Стандартний температурний режим характеризується стандартною кривою зміни температури в залежності від часу для випробувань конструкцій на вогнестійкість, яка описується формулою [2, 3, 5, 6]:

$$t = 345 \cdot \lg(8 \cdot \tau + 1) + t_e, \quad (1)$$

де t – температура середовища, °С; τ – час, хв.; t_e – початкова температура, °С.

Залежно від виду та умов з'єднання конструкцій схеми завантаження та невідного поєднання чинних зусиль у перетинах 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.

Несуча здатність в умовах пожежі – це властивість конструкції зберігати свої функції, сприймати власну вагу та прикладені нормативні навантаження, а також температурні зусилля, що виникають в умовах вогняного впливу. Для несучих конструкцій (стіни, колони, балки, ферми, арки, рами) як граничний стан із вогнестійкості розглядається втрата несучої здатності. Залежно від виду матеріалу і характеру роботи конструкції граничний стан із вогнестійкості може наступити в результаті крихкого руйнування матеріалу або за рахунок розвитку суттєвих незворотних деформацій.

Межа вогнестійкості конструкцій визначається в процесі випробувань на вогнестійкість. Методи випробувань на вогнестійкість регламентовані відповідними національними стандартами України [2, 3, 5, 6] і дозволяють шляхом випробувань на спеціальному обладнанні визначити межу вогнестійкості.

Нижче наведено результати випробувань на вогнестійкість двох серій плит перекриття (по дві штуки в кожній серії) залізобетонних багатопустотних попередньо напружених безопалубочного формування ПБ 36-12-8 (3а). Обидві серії плит було випробувано у випробувальному центрі ТОВ «Тест» в м. Бровари згідно з вимогами [3, 5].

Метод випробувань полягав у нагріві в стандартному температурному режимі плит, встановлених горизонтально в отвір вогневої печі, та у визначенні часу, коли досягається один із граничних станів за ознаками втрати несучої здатності (ознака R), цілісності (ознака E) або теплоізолювальної здатності (ознака I).

Граничним станом за ознакою втрати несучої здатності приймався стан, згідно з яким виконувалась одна з наступних умов [3, 5]:

- значення прогину (D) конструкції перевищувало значення $D = L^2/400b$ мм;
- швидкість наростання деформації перевищувала значення $dD/dt = L^2/9000b$ мм/хв.

У цих формулах: L – прогін, м; b – розрахункова висота перетину конструкції, мм.

Граничним станом за ознакою втрати цілісності є стан, за якого виконується одна з наступних умов: полум'яне горіння або тління зі свіченням ватного тампона, піднесеного до поверхні зразка, що не обігрівалася, в місцях тріщин на відстань 20...30 мм протягом часу 30 с; полум'я на поверхні зразка, що не обігрівалася, спостерігається протягом часу не менш ніж 10 с; виникнення тріщини (або отвору), через яку можна вільно ввести в піч щуп діаметром 25 мм; виникнення тріщини (або отвору), через яку можна вільно ввести в піч щуп діаметром 6 мм і перемістити його вздовж тріщини на відстань не менше 150 мм.

Граничним станом за ознакою втрати теплоізолювальної здатності є перевищення середньої температури поверхні зразка (середнє арифметичне значення середніх температур окремих ділянок поверхні площею не менш 0,2 м²) над початковою середньою температурою цієї поверхні на 140 °С або перевищення температури в довільній контрольній точці поверхні зразка, що не обігрівалася, над початковою температурою в цій точці на 180 °С.

Під час проведення випробувань надлишковий тиск у печі на відстані 100 мм від поверхні зразка повинен складати (10 ± 2) Па після 5-ї хвилини випробувань.

Межа вогнестійкості визначалася за формулою:

$$t_{fr} = t_{mes} - \Delta t, \quad (2)$$

де t_{fr} – межа вогнестійкості, хв; t_{mes} – найменше значення часу від початку випробування до досягнення граничного стану з вогнестійкості, хв; Δt – похибка випробування, хв.

Значення похибки Δt визначається за формулою:

$$\Delta t = (0,015 \cdot t_{mes} + 3)(A_s - A_f)/(A_s - A_{min}), \quad (3)$$

де A_s, A_f, A_{min} – інтегральні значення (площі, що знаходяться під кривими) стандартної температури, середньої температури в печі та мінімальної допустимої температури в печі, відповідно, °С·хв. Якщо $A_f > A_s$, то $\Delta t = 0$.

Для випробувань першої серії було надано два зразки плити ПБ 36-12-8 (армування 3а) розмірами 3580x1195x220 мм. Несучий арматурний каркас складався з чотирьох верхніх поздовжніх попередньо напружених арматурних стрижнів з арматурного дроту Ø5 Вр II та семи нижніх груп по три арматурних стрижні Ø5 Вр II. Товщина захисного шару бетону до осі нижньої арматури становила 20 мм. Бетон за міцністю належав до класу В30.

Зразки було змонтовано на горизонтальній печі з обпиранням на 100 мм по краях через шар із базальтових плит ROCKMIN (товщина 100 мм, густина 30 кг/м³). Торці плити не було замуровано, а нижню поверхню не було облицьовано шпаклівкою.

Вигляд зразків на печі під навантаженням наведено на рис. 1. Навантаження здійснювалося каліброваними вантажами у вигляді бетонних блоків, які встановлювалися на зразках через компенсуючі опори 160x30x25 мм з мінеральних плит CONLIT 150 Р (виробництва «Rockwool Polska Sp.z o.o.», номінальна густина 165 кг/м³). Фактичне навантаження на зразки встановлено, виходячи зі створення у плитах напружень, що відповідають напруженням від питомого розподіленого навантаження 520 кг/м².



Рис. 1. Вигляд зразків на печі під навантаженням

Граничне значення прогинів, яке було розраховано за формулами (1) і (2), складало 212 мм (прогін $L = 3380$ мм, розрахункова товщина плит 135 мм), а граничне значення швидкості наростання деформації – 9,4 мм/хв. Прогин визначався в центрі плити.

На кожному зразку зі сторони, що не обігрівалася, було встановлено по 5 термопар ТХА. Випробування було проведено на горизонтальній випробувальній печі.

У процесі випробувань було виконано вимірювання температури в печі та надлишкового тиску, які відповідали вимогам, регламентованим стандартами [3, 5]. Надлишковий тиск у печі на 5 хв. складав 9 Па, а починаючи з 10 хв. – 11 Па.

На 25-й хвилині випробувань у зразках відбулося утворення поздовжніх тріщин з обох сторін, які з часом збільшувались, і на 39-й хвилині випробувань відбулося обвалення (втрата цілісності та несучої здатності) краю зразка № 2 (рис. 2).



Рис. 2. Зона обвалення зразка № 2

Випробування було продовжено до 45 хвилин. Втрати несучої здатності, цілісності та теплоізолювальної здатності зразка № 1 не відбулося.

Максимальні значення прогину та швидкості наростання деформацій (45 хв.) склали відповідно 30 мм та 1 мм/хв. (зразок № 1) і 31 мм та 1 мм/хв. (зразок № 2).

Значення A_s , A_f , A_{\min} для часу випробувань 38 хв. склали 27676, 27541, 25031 °С·хв. відповідно.

Похибка випробувань, яку було розраховано за формулою (3), склала 0,2 хв.

За результатами випробувань зроблено висновок: межа вогнестійкості плит перекриття без замурування торців і облицювання шпаклівкою становить 38 хв. (REI 30).

Як відомо, більшість будівель, для яких виготовляються багатопустотні плити перекриття, належать до I або II ступеню вогнестійкості (додаток Д [2]). Згідно з таблицею 4 [2] межа вогнестійкості конструкцій перекриття для таких будівель має бути не нижчою за REI 60.

З метою підвищення межі вогнестійкості було випробувано ще дві плити, в яких, на відміну від попередніх плит, було виконано наступні заходи:

- порожноти в торцях плит на глибину 150 мм було замуровано бетоном на цементно-піщаному розчині;
- із нижньої сторони кожний зразок було облицьовано шаром гіпсової шпаклівки SATENGIPS завтовшки 1 мм.

Випробування було виконано у послідовності, яку було прийнято для попередніх двох плит. Випробування тривали, згідно з замовленням, 62 хв. Під час випробувань втрати цілісності, теплоізолюючої спроможності та несучої здатності обох зразків не відбулося.

За результатами випробувань було встановлено наступне: межа вогнестійкості плит перекриття із замурованными на глибину 150 мм торцями і облицьованою нижньою поверхнею шаром шпаклівки склала не менш як 61 хв. (REI 60).

Таким чином експериментально було встановлено вплив технологічних факторів на вогнестійкість конструкцій. Дані, які було отримано під час проведення випробувань, не суперечать відомим результатам випробувань на вогнестійкість [7–9].

Враховуючи вищевикладене, можна зробити висновок: підвищення вогнестійкості залізобетонних багатопустотних плит до нормативних значень можна досягти простим дотриманням технологій виготовлення та монтажу конструкцій.

Висновки

Наведено методику випробувань багатопустотних залізобетонних плит на вогнестійкість. Виконано порівняльні випробування різних серій зразків для виявлення можливостей підвищення вогнестійкості конструкцій з урахуванням впливу технологічних факторів.

За результатами виконаних випробувань конструкцій встановлено, що зразки без замурування торців (як це вимагає технологія виконання монтажу) і за відсутності облицювання гіпсовою шпаклівкою нижньої поверхні плити мали межу вогнестійкості REI 30.

Суттєвого підвищення межі вогнестійкості для багатопустотних плит (до REI 60) можна досягти за рахунок виконання звичайних заходів, які передбачено технологією виготовлення і монтажу, а саме:

- замуруванням торців плит на глибину 150 мм бетоном на цементно-піщаному розчині;
- облицюванням нижньої поверхні плити гіпсовою шпаклівкою.

Література

- [1] Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур : СНиП 2.03.04–84 / Госстрой СССР. – Офиц. изд. – Госстрой СССР, 1988. – 54 с. – (Строительные нормы и правила).
- [2] Пожежна безпека об'єктів будівництва : ДБН В.1.1–7–2002. – Офіц. вид. – К. : Держбуд України, 2003. – 41 с. – (Захист від пожежі. Державні будівельні норми України).
- [3] Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги : ДСТУ Б В.1.1-4-98*. – Офіц. вид. – К. : Держбуд України, 2005. – 18 с. – (Захист від пожежі. Національний стандарт України).
- [4] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [5] Перекриття та покриття. Метод випробувань на вогнестійкість : ДСТУ Б В.1.1-20:2007 (EN 1365-2: 1999, NEQ). – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2007. – 14 с. – (Захист від пожежі. Національний стандарт України).
- [6] Споруди та фрагменти будівель. Метод натурних вогневих випробувань. Загальні вимоги : ДСТУ Б В.1.1-18:2007. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2007. – 10 с. – (Захист від пожежі. Національний стандарт України).
- [7] Милованов А. Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций / А. Ф. Милованов. – М. : Стройиздат, 1986. – 224 с.
- [8] Мосалков И. Л. Огнестойкость строительных конструкций / И. Л. Мосалков, Г. Ф. Плюсина, А. Ю. Фролов. – М. : Спецтехника, 2001. – 484 с.
- [9] Фомин С. Л. Огнестойкость железобетонных плит, работающих в двух направлениях / С. Л. Фомин // Будівельні конструкції : міжвідомчий науково-технічний збірник / НДІБК. – К. : НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 361–372.

Надійшла до редколегії 29.05.2013 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 за даним напрямком.

Статті подаються українською, російською або англійською мовами, роздруковані в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті, а також в електронній формі, надсилаються звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 7 сторінок форматом А4 (210×297 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 зазначається УДК. Прізвища, ініціали авторів та назва статті вирівнюються по центру, друкуються напівжирним шрифтом. Із 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, фотознімки вставляються в текст та додатково подаються окремими файлами з розширенням .tif, .gif або .jpg за розміром по ширині не більше 12,5 см (300 точок/дюйм).

Перелік використаної літератури оформляється відповідно до ДСТУ ГОСТ 7.1-2006 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 колегії збірника.

Розраховуємо на співпрацю.

Наукове видання

Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського

Відповідальний редактор	О.В. Шимановський
Дизайн	В.С. Артюшенко
Комп'ютерна верстка	О.І. Кордун
та технічне редагування	В.П. Гаврилова
	В.С. Артюшенко

Рекомендовано до друку вченою радою
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»
(протокол № 2 від 06.06.2013)

Підписано до друку 10.06.2013.
Формат видання 70x100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Ум. друк. арк. 12,96.
Тираж 100 прим.

Видавництво «Сталь».
02660, ГСП-660, м. Київ, вул. Віталія Шимановського, 2/1,
тел. 229-83-51; 543-95-56
www.izdat.com.ua
