

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ВІДКРИТЕ АКЦІОНЕРНЕ
ТОВАРИСТВО
«УКРНДІПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦІЯ
ІМ. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 12853-1737 ПР від 11.07.2007 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.

Беркута А.В., к.е.н.

Голоднов О.І., д.т.н.

Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.

Гордеев В.М., д.т.н., проф.

Гуляев В.І., д.т.н., проф.

Єгоров Є.А., д.т.н., проф.

Кваша В.Г., д.т.н., проф.

Корольов В.П., д.т.н., проф.

Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.

Лобанов Л.М., академік НАНУ,
д.т.н., проф.

Мушанов В.П., д.т.н., проф.

Оглобля О.І., д.т.н., проф.

Пасечнюк В.Л.

Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.

Пушкар А.П., к.е.н.

Стоянов В.В., д.т.н., проф.

Шимановський О.В., д.т.н., проф.

**МІЖНАРОДНА
РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2007 — 2010 роки**

Абель Д., д.т.н., проф. (США)

Агош З., д.т.н., проф. (Словаччина)

Белоев М., к.т.н. (Болгарія)

Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)

Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)

Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)

Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)

Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)

Кжупка В., д.т.н., проф. (Чехія)

Кульбах В., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Естонія)

Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)

Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)

Новак А., д.т.н., проф. (США)

Павлов А.Б., д.т.н., проф. (Росія)

Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)

Сидорович Є.М., д.т.н., проф. (Білорусь)

Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)

Трощенко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)

Тулебаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)

Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)

Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



2'2010

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

М.В. Гоголь

ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА РЕГУЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ
КОМБІНОВАНИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ 2

В.К. Чибіряков, І.В. Жупаненко

ВЛАСНІ КОЛИВАННЯ ТОВСТОСТІННОЇ ОБОЛОНКИ
ОБЕРТАННЯ ЗМІННОЇ ТОВЩИНИ 5

М.А. Шимановская

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ
НАЧАЛЬНОЙ ФОРМЫ ВАНТОВОЙ СЕТИ 10

А.П. Иванов, Ю.А. Отрош

ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНІСНИХ ХАРАКТЕРИСТИК
АРМАТУРНОЇ СТАЛІ МЕТОДОМ «ЗРІЗУ РІЗЬБИ»
ПІСЛЯ ТЕМПЕРАТУРНОГО ВПЛИВУ 16

ТЕХНІЧНЕ ПЕРЕОЗБРОЄННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ

В.И. Москаленко, В.В. Губанов

ПРИМЕНЕНИЕ СПЕЦИАЛЬНОЙ МОНТАЖНОЙ ОСНАСТКИ
ПРИ КАПИТАЛЬНОМ РЕМОНТЕ ЗДАНИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ 20

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

З.А. Шульман

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК
МОРСКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ (часть I) 23

ЕКСПЛУАТАЦІЯ БУДІВЕЛЬ

И.И. Маймула, И.А. Гончаренко

НАРУШЕНИЯ ПРАВИЛ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПРОМЗДАНИЙ –
ОСНОВНАЯ ПРИЧИНА ИХ НЕДОЛГОВЕЧНОСТИ 29

ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

В.В. Фурсов, Н.Н. Ковлев, А.Ю. Васильев

СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ. 34

НОРМУВАННЯ

В.З. Клименко

УСТРАНЕНИЕ МЕТОДОЛОГИЧЕСКОГО ДИССОНАНСА В РАСЧЕТЕ
ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА ИЗГИБ СО СЖАТИЕМ 41

ПОКРИТТЯ

Л.О. Кагановский

СТРУКТУРНОЕ ПОКРЫТИЕ. 45

Постановою президії ВАК України від 18.11.2009 р. № 1-05/5 журнал внесено
до переліку наукових фахових видань із технічних наук

ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА РЕГУЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОМБІНОВАНИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Показано, що регулювання напружено-деформованого стану комбінованих конструкцій розрахунковим методом дає економію матеріалу до 17 %. Розроблений метод регулювання дає можливість регулювати зусилля усіх типів комбінованих систем.

It is shown, that calculating method of stress deformation state regulation for combined structures provides material economy up to 17 %. Proposed method of regulation enables stress deformation for all kinds of combined systems.

Ключові слова: регулювання зусиль, розрахунковий метод, комбіновані системи.

Одним із сучасних напрямків розвитку металобудівництва є розроблення та використання легких, технологічних конструкцій універсального застосування.

Підвищити ефективність та економічність металевих будівельних конструкцій можливо шляхом розроблення нових, більш раціональних (із низькою металоємністю і трудомісткістю виготовлення) конструктивних форм за рахунок концентрації матеріалу, малоелементності. Як свідчить світовий досвід, удосконалення методів розрахунку і проектування рівнонапружених сталевих конструкцій, як найбільш раціональних систем, вибір розрахункових моделей із врахуванням геометричної і конструктивної нелінійності, використання попереднього напруження дає добрі результати.

Технологія попереднього напруження є енергозатратною й трудомісткою та підвищує вартість виготовлення конструкцій і їх експлуатації, що призвело до суттєвого обмеження її використання в практиці будівництва.

Тому останнім часом проектувальники все частіше відмовляються від попереднього напруження, замінюючи його розрахунковим перерозподілом зусиль і регулюванням напружено-деформованого стану конструкцій. Насамперед мова йде про раціональний вибір геометричних і жорсткісних характеристик перерізів елементів, геометричних і топологічних характеристик систем у цілому та параметрів граничних умов. Суть такого регулювання – це адаптація параметрів конструкції до поставленого кінцевого результату, що забезпечує заздалегідь вибраний раціональний розподіл зусиль і можливість регулювання деформацій як в статично визначених, так і в статично невизначених системах.



М.В. Гоголь

завідувач кафедри Національного університету «Львівська політехніка», директор Центру технологічної безпеки НУ «Львівська політехніка» – ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М.Шимановського», к.т.н., доцент

Означена проблема найбільшою мірою стосується комбінованих (шпренгельні, вантові, висячі) конструкцій, основним несучим елементом яких є балка жорсткості. Від металомісткості останньої залежать техніко-економічні показники усієї системи. Саме умови проектування балки жорсткості створюють можливість регулювання зусиль у всій системі [1].

Розкриття потенціалу регулювання, що криється в таких комбінованих системах, шляхом раціонального формування напружено-деформованого стану в перерізах конструкції вже на стадії проектування дає раціональні підстави для розроблення наукових основ одержання конструкцій нової генерації.

Отже, розроблення розрахункового методу регулювання зусиль у комбінованих конструкціях промислових і цивільних будівель та споруд, створення узагальненого інженерного методу їх розрахунку з урахуванням деформованого стану, спрямовані на одержання раціонального кінцевого результату, є актуальною науковою проблемою, вирішення якої має велике теоретичне і практичне народногосподарське значення.

У результаті проведених досліджень встановлено, що у випадках рівнонапруженого ста-

ну балки жорсткості, основного елемента комбінованих конструкцій, їх деформації (прогини) повинні бути значно меншими від відповідних нормативних значень. Виходячи з цього, можна дійти висновку, що існуючими розрахунковими методами (включаючи МКЕ) досягнути рівнонапруженого стану неможливо [2]. Частково його можна отримати методами попереднього напруження (деформацій), що, як уже зазначалось, пов'язано з додатковими витратами та складністю із забезпеченням необхідного рівня контролю точності величини деформації (напруження) в процесі виготовлення, монтажу і експлуатації конструкцій.

Підвищити ефективність комбінованих конструкцій можна за рахунок їх малоелементності, використання прокатних профілів вітчизняного виробництва, концентрації матеріалу в основному елементі – балці жорсткості, створення і впровадження в практику проектування та будівництва нових конструктивних форм.

Розроблений розрахунковий метод регулювання напружено-деформованого стану є універсальним для всіх комбінованих систем. У ньому синтезовано ітераційний процес розрахунку і регулювання напружено-деформованого стану системи.

Алгоритм і програма розрахункового регулювання напружено-деформованого стану комбінованих конструкцій дає можливість усвідомлено і цілеспрямовано керувати процесом регулювання зусиль у конструкції на всіх етапах її проектування, що дозволяє розширити галузь використання комбінованих конструкцій і зробити їх менш металомісткими у порівнянні з залізобетонними.

Для визначення доцільності регулювання напружено-деформованого стану стержневих конструкцій розроблено методику його оцінки за допомогою коефіцієнтів повноти епюри матеріалу. Виявлено, що найбільші резерви регулювання напружено-деформованого стану і удосконалення конструктивних форм мають комбіновані конструкції, характерною особливістю яких є зосередження більшої маси матеріалу в одному елементі – балці жорсткості. Це дозволило висунути наукову гіпотезу про доцільність регулювання напружено-деформованого стану комбінованих конструкцій за допомогою лише пружних опор, які моделюють сис-

тему підкріплення. Пружними опорами вважаються елементи системи підкріплення (вертикальні та похилі) комбінованої конструкції (системи).

Проектування конструкцій, в яких виконується регулювання напружено-деформованого стану за розробленим методом, на відміну від традиційного, виконується у два етапи. На першому етапі розраховується балка жорсткості, як балка на пружних опорах, в якій регулюються значення поліекстремальної епюри моментів та визначаються осідання і реакції пружних опор, що відповідають відрегульованим значенням моментів. На другому етапі виконується розрахунок нормальних сил в елементах системи, як статично визначеної, за отриманим на першому етапі розрахунком величини реакцій і деформацій пружних опор.

На основі енерговаріаційного принципу (принципу Лагранжа) удосконалено узагальнений метод розрахунку комбінованих металевих конструкцій з врахуванням деформованого стану балки жорсткості [1–4].

Знайдено єдину розрахункову модель комбінованих систем – шпренгельних і вантових у вигляді балки на пружних опорах, в якій балка моделює балку жорсткості, а пружні опори – систему підкріплення.

Запропоновано математичну модель узагальненої задачі розрахунку комбінованих систем і одержано її розв'язок на основі енергетичних принципів будівельної механіки. Отримані диференційні залежності для визначення величин деформацій і осідання пружних опор балки жорсткості в матричній формі і запропоновані розрахункові формули для визначення напружено-деформованого стану комбінованих конструкцій. Такий метод дає можливість визначити деформований стан балки жорсткості, який враховується при розрахунку зусиль в елементах комбінованої системи, що забезпечує рівномірність усіх елементів із максимальною економією сталі до 17 %.

На базі удосконаленого методу розрахунку комбінованих металевих конструкцій з врахуванням деформованого стану балки жорсткості розроблено метод регулювання напружено-деформованого стану комбінованих конструкцій шляхом визначення раціональної топології та жорсткісних характеристик поперечних пере-

різів елементів. Це дає можливість регулювання напружено-деформованого стану у балці жорсткості по її довжині для отримання рівних напружень у розрахункових опорних і прогонових перерізах.

Розроблений метод забезпечує регулювання розподілу внутрішніх зусиль і деформацій для всіх типів комбінованих систем.

На основі запропонованого критерію раціональності комбінованих металевих конструкцій доведено, що маса нерозрізної балки жорсткості на проміжних пружних опорах, порівняно з балкою на двох опорах прогоном до 45–60 м, інтенсивно зменшується при наявності не більше трьох опор. Визначено раціональні кути нахилу підкосів, тяжів і вант комбінованих конструкцій по відношенню до їх маси в діапазоні 30–60°.

Результати комплексних експериментальних досліджень, проведених на великогабаритних і натурних моделях комбінованих конструкцій, підтвердили достовірність теоретичних результатів, отриманих на основі запропонованої теорії. Підтверджено прийнятність запропонованої узагальненої розрахункової схеми комбінованих конструкцій, можливість регулювання напружено-деформованого стану розрахунковим методом і досягнення рівнонапруже-

ного стану в балці жорсткості, маса якої складає 60–70 % усієї конструкції.

На основі аналізу результатів виконаних досліджень і вивчення впливу деформованого стану балки жорсткості на роботу комбінованої конструкції розроблені пропозиції щодо удосконалення їх конструктивних рішень і запропоновані нові конструктивні форми комбінованих систем меншою масою до 20 %, які захищені патентами України на винаходи (Патенти України: № 50014, № 46383, № 48841).

Розроблено і видано типовий альбом і практичні рекомендації щодо методів розрахунку і регулювання напружено-деформованого стану комбінованих конструкцій, які використовуються в проектній практиці. Результати досліджень впроваджено в практику будівництва і навчальний процес [5, 6]. Малоелементні комбіновані системи застосовані в процесі проектування і будівництва: заводу експериментальних механічних випробовувань у м. Львів (2004); санаторію «Женева» у м. Трускавець (2004); бізнес-центру «Підзамче» у м. Львів (2007); цегляного заводу в м. Миколаїв (2007); фірми «Альба» в с.м.т. Щирець (2006) та «ВЕЕМ» у м. Львів (2007), в результаті був отриманий економічний ефект 520 тис. гривень.

- [1] Гоголь М.В. Проектування і розрахунок раціональних комбінованих металевих конструкцій // Металеві конструкції. – 2008. – Том 14. – № 4. – С. 253–262.
- [2] Гоголь М.В. Оптиміальне проектування комбінованих малоелементних ферм / М.В. Гоголь, І.Д. Пелешко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць національного університету водного господарства та природокористування. – Частина 2. Дослідження, проектування та запровадження ефективних будівельних конструкцій. 2008. – Випуск 16. – С. 99–100.
- [3] Гоголь М.В. Особливості регулювання напружено-деформованого стану комбінованих сталевих конструкцій / М.В. Гоголь, М.Р. Більський // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2009. – № 1. – С. 6–9.

- [4] Гоголь М.В. Комбіновані металеві конструкції будівель і споруд (дослідження, розрахунок, виготовлення і монтаж) // Вісник НУ «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2008. – № 627. – С. 58–63.
- [5] Проектування раціональних комбінованих металевих конструкцій / Укл.: В.О. Пермяков, М.В. Гоголь, І.Д. Пелешко, М.Р. Більський, Б.С. Чайка // За ред. проф. В.О. Пермякова. – Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2005. – 180 с.
- [6] Рекомендації з проектування раціональних металевих несучих конструкцій перекриття та покриття для наукових працівників, аспірантів, студентів будівельних спеціальностей, інженерно-технічних працівників проектних і науково-дослідних організацій та підприємств будівельного профілю / Укл.: В.О. Пермяков, М.В. Гоголь. – Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2006. – 24 с.

Надійшла 03.08.2009 р.

УДК 539.3

ВЛАСНІ КОЛИВАННЯ ТОВСТОСТІННОЇ ОБОЛОНКИ ОБЕРТАННЯ ЗМІННОЇ ТОВЩИНИ

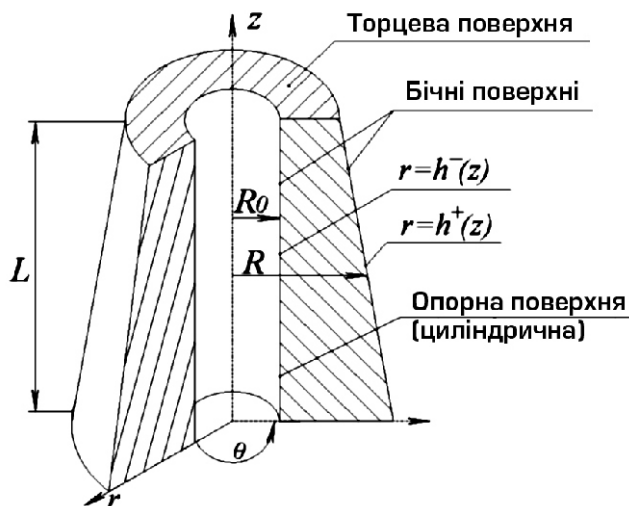
Запропонована методика знаходження частот і форм власних коливань товстостінної оболонки обертання змінної товщини, що передбачає зниження вимірності вихідної динамічної задачі теорії пружності узагальненим методом скінченних інтегральних перетворень і розв'язання редукованої задачі чисельним методом дискретної ортогоналізації С.К. Годунова. Ефективність методики підтверджена розв'язанням тестових та модельних задач.

An analytical and numerical method is proposed for solution of the problem on free vibrations of thick axi-symmetric cylindrical shells with variable thickness. The analytical part of the method consists of application of the method of finite integral transforms on shell's thicknesses for reduction of three-dimensional equations of the dynamic theory of elasticity. The reduced one-dimensional problem are solved numerically by a Godonov's method of discrete orthogonalization. Efficiency of this approach has been checked by solving some model problems and comparing with results obtained using other approaches.

Ключові слова: товстостінна оболонка змінної товщини, частоти і форми власних коливань.

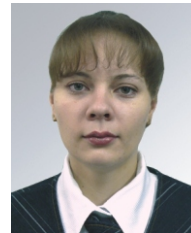
Частоти та форми власних коливань циліндричного тіла, товщина якого співрозмірна з його довжиною та радіусом (див. рисунок), можна визначити аналітично, універсальними чисельними або аналітично-чисельними методами.

Можливості точного чи ефективного наближеного аналітичного розв'язання задач такого класу обмежені. При розв'язанні задач універсальними чисельними методами, наприклад, скінченних різниць, скінченних елементів тощо виникають питання щодо достовірності отримуваних результатів, які не можуть бути просто і доказово вирішені саме внаслідок універсальності прийнятих методів. Тому для оболонок актуальним є розроблення проблемно орієнтованих алгоритмів, що реалізують комбінований підхід, за яким розв'язок просторової задачі теорії пружності ведеться в два етапи – на першому знижується вимірність вихідних рівнянь та граничних умов, на другому – редукована крайова задача розв'язується чисельно.



В.К. Чибіряков

завідувач кафедри вищої математики Київського національного університету будівництва та архітектури, д.т.н., професор



І.В. Жупаненко

асистентка кафедри опору матеріалів Київського національного університету будівництва та архітектури

Такий алгоритм, реалізований в аналітично-чисельній методиці розрахунку частот і форм власних коливань товстостінних оболонок постійної товщини [1], в даній роботі поширюється на випадок оболонок змінної товщини.

Постановка задачі. Однорідну ізотропну оболонку вісесиметричної структури віднесемо до циліндричної системи координат $\{z, r\}$, локальний базис якої $\{\vec{e}_1, \vec{e}_2, \vec{e}_3\}$.

Товстостінною оболонкою будемо називати просторове тіло, обмежене двома боковими кусково-гладкими поверхнями, що не перетинаються, і торцевою поверхнею. Торцева поверхня складається з двох перпендикулярних до осі обертання площин. Циліндричну поверхню, твірні якої ортогональні до торцевих площин, будемо називати опорною. Бокові поверхні таких оболонок є геометричним місцем точок, які займають кінці ортогонального до опорної поверхні відрізка змінної довжини при русі вздовж цієї поверхні. Торцеві поверхні утворюються даним відрізком як твірною.

Як вихідні приймаємо тривимірні рівняння лінійної динамічної теорії пружності [2], записані у вигляді системи диференціальних рівнянь у частинних похідних відносно невідомих компонент вектора переміщень u_1, u_2, u_3 та тензора напружень $\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{12}, \sigma_{13}, \sigma_{23}$.

Взаємодію оболонок з оточуючим середовищем та опорними конструкціями моделюватимемо за допомогою пружних в'язів (стержнів) відомої жорсткості k . Такий підхід дозволяє реалізувати всі звичайні граничні умови та врахувати піддатливість опори за рахунок варіювання жорсткістю в'язів. Вважається, що кожна точка торцевих поверхонь оболонки прикріплена до точки опорної конструкції з тими ж координатами трьома пружними стержнями заданої жорсткості k_1, k_2, k_3 , спрямованими паралельно осям прийнятої системи координат.

Якщо торцеві поверхні оболонки утворені координатними поверхнями вибраної системи координат, граничні умови на окремих її ділянках можна записати у виді:

$$\begin{aligned} \frac{k_{i0}}{\sqrt{1-k_{i0}^2}} u_i(0, r) - \frac{1}{\sqrt{1-k_{i0}^2}} z_i(0, r) \\ - \frac{k_{i0}}{\sqrt{1-k_{i0}^2}} \dot{u}_i(0, r); \\ \frac{k_{iL}}{\sqrt{1-k_{iL}^2}} u_i(L, r) - \frac{1}{\sqrt{1-k_{iL}^2}} z_i(L, r) \\ - \frac{k_{iL}}{\sqrt{1-k_{iL}^2}} \dot{u}_i(L, r), \quad (i=1, 2, 3) \end{aligned}$$

де z_i – компоненти вектора зміщень точок оточуючого середовища.

Побудова редукованої задачі та методика її розв'язання. Методика динамічного розрахунку товстостінних оболонок на основі узагальнених теорій передбачає два етапи розв'язання: зниження вимірності вихідної тривимірної задачі до послідовності редукованих одновимірних задач та їх чисельне розв'язання. Характерною особливістю розвитку теорії оболонок є взаємозв'язок між процесом побудови математичної моделі даного класу задач та розроблення методики їх розв'язання. З цієї точки зору узагальнений метод скінченних інтегральних перетворень (УМСІП) [3, 4] як варіант побудови узагальненої динамічної теорії товстих оболонок має ряд суттєвих переваг порівняно з відомими, оскільки:

- використання векторних позначень та операцій спрощує подальше програмування і дозволяє зробити необхідні викладки інваріантними відносно степені апроксимації N ;
- форма методу інтегральних перетворень, для якого характерні стандартні викладки, дозволяє повністю формалізувати процес отримання розв'язувальних співвідношень за допомогою таблиці відповідностей між оригіналами та зображеннями;
- вказаний метод побудови редукованих рівнянь орієнтований на застосування ефективних чисельних методів для їх розв'язання.

За узагальненим методом скінченних інтегральних перетворень процес зниження вимірності розглядається як формальна процедура, що зводиться до заміни елементів, які входять у вихідні рівняння та граничні умови на торцевих поверхнях, їх проекційними аналогами за побудованою таблицею проекційних відповідностей [3, 4], подібних співвідношенням операційного числення.

При використанні в подальшому розкладу в ряди Фур'є по коловій координаті задача зводиться до послідовності окремих для кожної гармоніки систем одновимірних за просторовою координатою диференціальних рівнянь.

За часовою координатою розглядатимемо стаціонарні коливання системи у вигляді стоячих хвиль:

$$u_1^i(z, t) = u_{1,0}^i(z) \sin(\omega_i t),$$

$$(u_1^i, u_2^i, u_3^i, \sigma_{11}^i, \sigma_{12}^i, \sigma_{13}^i).$$

Після вилучення моментів $\sigma_{22}^i, \sigma_{33}^i, \sigma_{23}^i$, що входять до редукованих рівнянь алгебраїчно, отримаємо редуковану крайову задачу у виді системи звичайних диференціальних рівнянь першого порядку з граничними умовами для розрахункових вектор-функцій редукованих рівнянь:

$$\frac{d}{dr} \bar{Y} = [A] \bar{Y} - \bar{F} \quad (1)$$

$$[C_0] \bar{Y}(0) = \bar{0}, [C_L] \bar{Y}(L) = \bar{0}, \quad (2)$$

$$\begin{pmatrix} u_1^i \\ u_2^i \\ u_3^i \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} \sigma_{11}^i \\ \sigma_{12}^i \\ \sigma_{13}^i \end{pmatrix}; \quad \bar{F} = \bar{0};$$

де $\bar{Y} = \begin{pmatrix} u_1^i \\ u_2^i \\ u_3^i \end{pmatrix}; \quad \bar{F} = \begin{pmatrix} \sigma_{11}^i \\ \sigma_{12}^i \\ \sigma_{13}^i \end{pmatrix};$

11

12

13

$$\begin{aligned}
 [A] \quad & \begin{matrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} & a_{16} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{26} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} & a_{35} & a_{36} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} & a_{45} & a_{46} \\ a_{51} & a_{52} & a_{53} & a_{54} & a_{55} & a_{56} \\ a_{61} & a_{62} & a_{63} & a_{64} & a_{65} & a_{66} \end{matrix} \\
 & a_{11} = r^{ij}, \quad a_{12} = n \frac{2}{h} b^{ij}, \\
 & a_{13} = \frac{2}{h} b^{ij} \frac{2}{h} m^{ij}, \\
 & a_{14} = \frac{2}{h} b^{ij}, \quad a_{15} = a_{16} = 0, \quad a_{21} = n b^{ij}, \\
 & a_{22} = r^{ij}, \quad a_{25} = b^{ij}, \quad a_{23} = a_{24} = a_{26} = 0, \\
 & a_{31} = \frac{2}{h} m^{ij}, \\
 & a_{32} = a_{34} = a_{35} = 0, \quad a_{33} = r^{ij}, \quad a_{36} = b^{ij}, \\
 & a_{41} = -\frac{2}{h} b^{ij}, \quad a_{42} = a_{43} = 0, \quad a_{44} = r^{ij}, \\
 & a_{45} = n b^{ij}, \quad a_{46} = b^{ij} \frac{2}{h} m^{ij}, \quad a_{51} = 0, \\
 & a_{52} = 2 n^2 \frac{4}{h^2} b^{ij} b^{ij} \frac{4}{h} b^{ij} m^{ij} \\
 & \quad - \frac{4}{(h \frac{2}{h})^2} m^{ji} m^{ij} \frac{2}{h} b^{ij} m^{ji} - \frac{2}{h} b^{ij} m^{ji}, \\
 & a_{53} = n \frac{2}{h} \frac{4}{h} b^{ij} b^{ij} \\
 & \quad - \frac{2}{h} \frac{2}{h} b^{ij} m^{ij} \frac{2}{h} b^{ij} m^{ji}, \\
 & a_{54} = n \frac{2}{h} b^{ij}, \quad a_{55} = r^{ji}, \quad a_{56} = 0, \quad a_{61} = 0, \\
 & a_{62} = n \frac{2}{h} b^{ij} b^{ij} \frac{2}{h} b^{ij} m^{ij} \\
 & \quad - \frac{2}{h} \frac{2}{h} b^{ij} m^{ji}, \\
 & a_{63} = (n^2 - 2) b^{ij} b^{ij} \frac{4}{h} b^{ij} m^{ij} \\
 & \quad - \frac{2}{h} \frac{2}{h} b^{ij} m^{ji} \\
 & \quad - \frac{4}{2} \frac{4}{(h \frac{2}{h})^2} m^{ji} m^{ij} - \frac{2}{h} b^{ij} m^{ji},
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & a_{64} = \frac{2}{h} \frac{2}{h} m^{ji}, \quad a_{65} = 0, \quad a_{66} = r^{ji}, \\
 & [C_0] \quad \begin{matrix} c_0^{11} & 0 & 0 & c_0^{14} & 0 & 0 \\ 0 & c_0^{22} & 0 & 0 & c_0^{25} & 0 \\ 0 & 0 & c_0^{33} & 0 & 0 & c_0^{36} \end{matrix} \\
 & \quad c_0^{11} \quad c_0^{22} \quad c_0^{33} \quad \frac{k_0}{\sqrt{1 - k_0^2}} \quad ij, \\
 & \quad c_0^{14} \quad c_0^{25} \quad c_0^{36} \quad \frac{1}{\sqrt{1 - k_0^2}} \quad ij \quad (i, j = 1, 2, 3). \\
 & [C_L] \quad \begin{matrix} c_L^{11} & 0 & 0 & c_L^{14} & 0 & 0 \\ 0 & c_L^{22} & 0 & 0 & c_L^{25} & 0 \\ 0 & 0 & c_L^{33} & 0 & 0 & c_L^{36} \end{matrix} \\
 & \quad c_L^{11} \quad c_L^{22} \quad c_L^{33} \quad \frac{k_0}{\sqrt{1 - k_0^2}} \quad ij, \\
 & \quad c_L^{14} \quad c_L^{25} \quad c_L^{36} \quad \frac{1}{\sqrt{1 - k_0^2}} \quad ij \quad (i, j = 1, 2, 3).
 \end{aligned}$$

Тут параметр n характеризує форму хвилеутворення по паралелі і дорівнює числу хвиль у цьому напрямку, ij – символ Кронеккера.

Таким чином, дослідження власних коливань товстостінної оболонки змінної товщини зведено до задачі на власні значення для систем звичайних диференціальних рівнянь (1) зі змінними коефіцієнтами. Формалізм прийнятого варіанта зниження вимірності дозволяє виділити в коефіцієнтах редукованих рівнянь скалярні множники, що залежать від поздовжньої координати, та сталі матричні складові. Таке розділення коефіцієнтів сприяє оптимізації обчислювальних алгоритмів за рахунок програмування підготовчої роботи щодо обчислення матриці коефіцієнтів для всіх чисельних алгоритмів, що реалізують другий етап розрахунку.

Частоти і форми власних коливань знаходяться покроковим методом. При фіксованому значенні частоти редукована задача (1) – (2) розв'язується методом дискретної ортогоналізації С.К. Годунова. Розв'язання задач Коші, до яких зводяться одновимірні крайові задачі, ведеться методом Рунге–Кутта–Фельберга з контролем точності на кроці [5]. Алгоритм знаходження частот власних коливань та відповідних їм форм докладно описано в [6].

Розв'язання тестових задач. Розроблена методика розрахунку частот та форм власних коливань товстих оболонок змінної товщини реалізована в комплексі програм для ПЕОМ, написаних алгоритмічною мовою FORTRAN. Можливості методики та достовірність результатів, отриманих за допомогою програмного комплексу, тестувалися на розв'язанні модельних прикладів, для яких відомий аналітичний або точний чисельний розв'язок.

В якості першого прикладу розглянуто задачу визначення частот власних коливань кругової циліндричної оболонки, на торцях якої приймаються умови шарнірного опирання. В табл. 1 наведено порівняння значень частотного параметра β , порахованих за запропонованою методикою, з результатами, отриманими в [7] аналітично та чисельно. Розбіжність отриманих результатів із точними розв'язками не перевищує 1 %. Геометричні та фізичні характеристики оболонки наступні: довжина $l = 100$, радіус серединної поверхні $R = 100$, товщина $h = 10; 20$, модуль пружності матеріалу E_0 , щільність ρ_0 , коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$.

Для тестування розробленого підходу у випадку незамкнених у коловому напрямку оболонок обертання зі змінною жорсткістю розглядалась задача про власні коливання конічної панелі, товщина якої змінювалась за лінійним законом при постійній вазі панелі. В роботі [7] отримано розподіл частот і характер форм власних коливань панелі з позицій класичної теорії оболонок при жорстко защемленому лівому по напрямній краю (менший радіус основи) та вільному правому, вздовж обох меридіональних країв – шарнірне опирання. Передбачалось, що модуль пружності матеріалу $E = 1$, щільність $\rho = 1$, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$, довжина оболонки по напрямній $l = 120$, радіус меншої основи $r_0 = 30$, кути конусності та розхилу панелі 60° . У табл. 2 наведено порівняння чотирьох нижчих частот коливань (при одній півхвилі в коловому напрямку) для різних значень товщини панелі: верхній рядок – результати роботи [7], нижній – за запропонованою методикою.

Характер форм коливань для всіх порахованих частот співпадає. Розбіжність у межах 5 % обумовлена тим, що за визначенням класичної теорії оболонок торцеві поверхні перпендикулярні до серединної, а УМСІП передбачає ортогональність торцевих поверхонь опорній циліндричній поверхні (осі оболонки).

Таблиця 1

$\frac{h}{R}$	n	m	$\beta \frac{\rho_0 l^2}{E_0} 10^5$		
			Розв'язок		
			аналітичний [7]	чисельний [7]	за запропонованою методикою
10	3	1	4,992	4,998 [4,990]	5,042
	2	1	5,958	5,953	5,994
	4	1	6,152	6,156 [6,151]	6,216
	1	1	8,677	8,675 [8,673]	8,682
20	2	1	9,148	9,145 [9,147]	9,330
	3	1	10,74	10,72 [10,75]	11,025
	1	1	10,83	10,84 [10,87]	10,878
	0	1	12,64	12,69 [12,65]	12,566

Таблиця 2

$h_n(0)$	$h_n(l)$	$\beta \frac{\rho_0 l^2}{E_0} 10^5$			
		$m = 1$	$m = 2$	$m = 3$	$m = 4$
1,0	1,000	0,139	7,098	19,730	32,510
		0,152	6,755	19,0	31,855
1,6	0,609	0,244	8,138	18,690	31,080
		0,269	8,083	18,619	30,891

Таблиця 3

n	Безрозмірні частоти $\beta_i \sqrt{\frac{\rho_0 l^2}{E_0}}$					
	1		2		3	
	$N = 4$	$N = 6$	$N = 4$	$N = 6$	$N = 4$	$N = 6$
0	15,40	15,34	27,52	27,34	29,40	29,34
1	11,92	11,93	23,37	23,23	26,89	26,72
2	7,33	7,11	10,97	10,78	21,83	21,76
3	16,32	15,97	21,47	21,44	27,96	27,88
4	27,01	26,72	35,33	35,43	39,58	39,72

В якості модельної розв'язана задача про власні коливання товстостінної оболонки обертання, обмеженої внутрішньою циліндричною поверхнею радіусом $r = 3$ та зовнішньою конічною поверхнею, радіус якої змінюється в межах $r = 5 \dots 3,5$ по довжині оболонки $L = 10$. Граничні умови на торцевих поверхнях наступні: ковзне закріплення при $r = 5$ та вільний край

при $r = 3,5$. Три нижчі безрозмірні частоти коливань оболонки при різних значеннях параметра хвилювання наведені в табл. 3.

Висновок. Наведені приклади охоплюють відкриті і замкнені в коловому напрямку оболонки обертання в широкому діапазоні зміни відносної товщини оболонки та при різних умовах закріплення торцевих поверхонь. Збіжність результатів, отриманих за запропонованою методикою, з еталонними розв'язками підтверд-

жує ефективність методики, яка, в свою чергу, характеризується формальністю виконання першого етапу розрахунку (зниження вимірності вихідної задачі), точністю та стійкістю чисельних алгоритмів, що реалізують другий етап, та орієнтована на побудову ефективних програмних комплексів для проведення серійних розрахунків. Ці переваги вочевидь повною мірою компенсують недоліки, пов'язані з розглядом обмеженого класу оболонок.

- [1] Чибіряков В.К., Жупаненко І.В. Власні коливання товстої циліндричної оболонки // Опір матеріалів і теорія споруд: Наук.-тех. збірн. – Вип. 84. – К.: КНУБА. – 2009.
- [2] Новожилов В.В. Теория упругости. – Лен.: Судпромгиз, 1958. – 372 с.
- [3] Исаханов Г.В., Чибиряков В.К. Исследование напряженно-деформированного состояния и динамического поведения толстых пластин. Сообщение 1. Методика построения разрешающих уравнений // Проблемы прочности. – 1987. – № 2. – С. 89 – 95.
- [4] Чибіряков В.К., Смоляр А.М. Теорія товстих пластин та оболонок: монографія. – Черкаси: ЧДТУ, 2002. – 160 с.: іл.

- [5] Форсайд Дж., Малькольм М., Моупер К. Машинные методы математических вычислений. – М.: Изд. «Мир», 1980. – 280 с.
- [6] Жупаненко І.В. Власні коливання товстої кільцевої пластини // Опір матеріалів і теорія споруд: Наук.-тех. збірн. – Вип. 83. – К.: КНУБА. – 2009.
- [7] Григоренко Я.М., Беспалова Е.И., Китайгородский А.Б., Шинкарь А.И. Свободные колебания элементов оболочечных конструкций. – К.: Наук. думка, 1986. – 172 с.

Надійшла 08.02.2010 р.

ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, Академія будівництва України, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК) та Київський національний університет будівництва та архітектури (КНУБА) 20 – 21 травня ц.р. провели всеукраїнську науково-практичну конференцію «БУДІВЕЛЬНА НАУКА В СИСТЕМІ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЕФЕКТИВНОЇ РОБОТИ БУДІВЕЛЬНОЇ ГАЛУЗІ УКРАЇНИ», метою якої була оцінка стану будівельної науки у вирішенні проблем ефективної роботи будівельної галузі України та обговорення заходів щодо вирішення проблем будівельної науки та її ролі в будівельному виробництві.

На пленарних засіданнях виступили перший заступник міністра Мінрегіонбуду України Беркута А.В., президент Академії будівництва України Злобін Г.К., академік НАНУ Лобанов Л.М., директор ДП НДІБК Кривошеєв П.І., ректор КНУБА Тугай А.М., начальник Управління технічного регулювання у будівництві Мінрегіонбуду України Барзилович В.Д., директор інституту «НДІпроектреконструкція» Онищук Г.І., голова наглядової ради Державного акціонерного товариства «Будівельна компанія «Укрбуд» Пелих Ю.К. та інші фахівці будівельної галузі.

На конференції були обговорені наступні питання:

- ✓ *Проблеми розвитку будівельної науки на сучасному етапі.*
- ✓ *Вплив громадських організацій на стан будівельної науки.*
- ✓ *Науково-технічне забезпечення будівельної галузі.*
- ✓ *Науковий потенціал вищої школи в прискоренні науково-технічного прогресу у будівництві.*
- ✓ *Будівельна наука та її вплив на нормотворчу діяльність.*
- ✓ *Будівельна наука у вирішенні проблем будівництва в складних інженерно-геологічних, в т.ч. сейсмічних умовах.*
- ✓ *Наукові аспекти ресурсозбереження в будівництві.*
- ✓ *Вплив будівельної науки на проектну справу.*
- ✓ *Науково-технічне забезпечення процесів будівництва житлових, громадських та промислових об'єктів, реставрації пам'яток культурної спадщини та ін.*
- ✓ *Науково-технічні проблеми розвитку промисловості будівельних матеріалів.*
- ✓ *Ефективність міжнародних науково-технічних зв'язків в галузі будівництва.*

Матеріали конференції будуть надруковані в науковому виробничо-економічному журналі «Будівництво. Наука. Проекти. Економіка» Академії будівництва України

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАЧАЛЬНОЙ ФОРМЫ ВАНТОВОЙ СЕТИ

Рассмотрено определение геометрических параметров начального состояния вантовой системы, реализуемого в момент ее монтажа. Задача решается смешанным методом, в качестве основных неизвестных которого приняты координаты узлов системы и силы взаимодействия вант с узлами. Приводятся примеры подготовки исходных данных и результаты решения модельных задач.

Definition of geometrical parameters of an initial condition of cable systems, sold is considered at the moment of installation. The problem is solved using a mixed approach where the governing unknowns are coordinates of the systems nodes and forces of interaction between the cables and the nodes. Examples of source data preparation are given, results of solving model problems are presented.

Ключевые слова: вантовая система, монтажное состояние, проскальзывание, смешанный метод, нелинейные уравнения.

Введение. При проектировании вантовых сетей часто возникает задача определения их начальной формы. Обычно такая задача решалась (до 1970 г.) с использованием или эмпирических методов, или методов физического моделирования с последующим уточнением исходного состояния системы в процессе монтажа. Причем математические методы решения задачи практически не применялись. Например, физические модели были использованы при строительстве павильона Германии на Всемирной выставке в Монреале в 1967 г. [1] и покрытия стадиона в Мюнхене для Олимпийских игр 1972 г. [2].

В 1971 г. был предложен новый метод определения начальной формы вантовых сетей (метод погонных натяжений – force density method), идея которого заключается в рассмотрении вместо работы реальной вантовой сети действующей в ней системы сил, моделирующей натяжения вант [3, 4]. При этом уравнения равновесия узлов системы составляют из условия, что погонные натяжения вант (отношения натяжений участков вант между соседними узлами к их длине) заданы, а неизвестными являются координаты узлов сети. В результате решения задачи определяются координаты узлов сети, которые и принимаются за начальные. Предложенный метод оказался достаточно точным и эффективным, поэтому и сегодня он остается основным методом поиска начальной формы вантовых сетей.

В 2005 г. была предложена расчетная модель вантовой сети с проскальзывающими вантами [5, 6], позволяющая определять начальную форму систем, ванты которых в отдельных узлах не соединены между собой неподвижно, а имеют возможность проскальзывать одна относительно



М.А. Шимановская
старший научный сотрудник
ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция
им. В.Н. Шимановского», к.т.н.

но другой. Подобная ситуация часто наблюдается на стадии монтажа, когда реализуется начальная форма вантовой конструкции.

Системы с проскальзывающими вантами.

Рассмотрим систему с проскальзывающими друг по другу без трения вантами. Для конкретизации метрики системы примем, что в месте соприкосновения вант имеется воображаемая узловая вставка с проушинами, сквозь которые пропущены ванты (рис. 1). Причем положение узловой вставки в пространстве характеризуется тремя координатами в произвольно выбранной декартовой системе координат, а число проушин равняется числу перекрещивающихся вант. Также полагаем, что размеры вставок являются величинами высшего порядка малости по сравнению с размерами элементов сети.

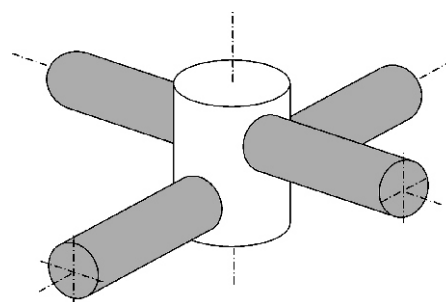


Рис. 1. Узловая вставка

Примем, что каждая ванта в недеформированном состоянии размечена в единицах длины (подобно мерной ленте), а узловая вставка при перемещении вдоль ванты может занимать на ней определенное положение. Соответствующее этому положению деление будем называть вантовой координатой вставки. Причем вставка может иметь столько вантовых координат, сколько вант сквозь нее проходит.

Пусть вантовая сеть состоит из m узловых вставок и n вант, пронумерованных в произвольном порядке натуральными числами от 1 до m и от 1 до n соответственно. Введем двухиндексную нумерацию пространственных координат узловых вставок x_{ir} ($i = 1, \dots, m; r = 1, 2, 3$), где i – номер узловой вставки, r – номер оси в декартовой системе координат x_1, x_2, x_3 и вантовых координат s_{jp} ($j = 1, \dots, n; p = 0, \dots, k_j$), где j – номер ванты, p – номер проушины узловой вставки. Для понимания физического смысла принятого в последнем обозначении индекса p заметим, что в предложенной модели каждая ванта последовательно пропущена сквозь проушины узловых вставок. Если теперь для ванты с номером j пронумеровать проушины, сквозь которые пропущена эта ванта, целыми числами от 0 до k_j в направлении возрастания вантовой координаты, то индекс p в обозначении вантовой координаты s_{jp} и будет номером проушины. Для установления соответствия между номером проушины и номером вставки с этой проушиной введем целочисленную функцию N_{jp} , значение которой определяется номером вставки с проушиной p для пропуска ванты j . При этом допускается, что одна и та же ванта может проходить сквозь проушины одной и той же вставки несколько раз, например, в случае моделирования полиспада.

Отметим также, что каждая ванта разбита проушинами узловых вставок на участки, двухиндексная нумерация которых принята в виде $j = 1, \dots, n; p = 1, \dots, k_j$ в порядке возрастания вантовой координаты. Нумерация проушин и участков вант показана на рис. 2.

В предлагаемом методе расчета рассматриваются сети, в которых ванты в достаточной мере натянуты и каждый участок ванты считается прямолинейным. Поэтому каждый участок ванты можно представить в виде вектора, имеющего длину участка ванты и направленного в сторону возрастания вантовой координаты. В связи с тем, что ванты при работе сети деформируются, будем различать длину участка в недеформированном и деформированном состояниях. Длину недеформированного участка ванты можно вычислить по формуле l_{jp}^0 ($j = 1, \dots, n; p = 1, \dots, k_j$) с учетом того, что она принимает только неотрицательное значение $l_{jp}^0 \geq 0$ ($j = 1, \dots, n; p = 1, \dots, k_j$).

Примем также, что наряду со связями, накладываемыми на сеть в соответствии с граничными условиями задачи, дополнительно учитываются еще два типа связей. Первый из них представляет связи, накладываемые на узловые вставки по направлению их пространственных координат и закрепляющие вставки от перемещений в пространстве, а второй – связи, накладываемые на узловые вставки по направлению их вантовых координат и закрепляющие вставки от проскальзывания по ванте в соответствующей проушине. Уравнения связей можно записать следующим образом:

$$x_{ir} = x_{ir}^c \quad (ir \in CX); \quad (1)$$

$$s_{jp} = s_{jp}^c \quad (jp \in CS), \quad (2)$$

где CX – множество пар индексов, определяющих связи по направлению пространственных координат узловых вставок; CS – множество пар индексов, определяющих связи по направлению вантовых координат узловых вставок; x_{ir}^c и s_{jp}^c – заданные значения.

Кроме того примем, что на узловые вставки вант действуют внешние нагрузки (узловые нагрузки) и температурные воздействия, а нагрузками от собственного веса вант пренебрегаем в связи с их малостью. Проекции векторов узловых нагрузок на координатные оси обозначим P_{ir} ($i = 1, \dots, m; r = 1, 2, 3$), а температурные воздей-

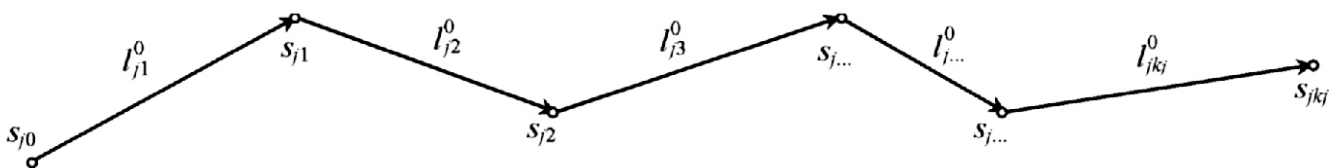


Рис. 2. Принцип нумерации проушин и участков вант

ствия выразим через приращения температуры вант t_j ($j = 1, \dots, n$) по отношению к их начальному (ненагретому) состоянию.

Смешанный метод для расчета систем с проскальзывающими вантами. В работе [7] предложен метод расчета систем с проскальзывающими вантами, в котором в качестве основных неизвестных приняты пространственные координаты узлов x_{ir} и препятствующие изменению вантовых координат реакции связей h_{jp} . Система уравнений смешанного метода имеет вид

$$s_{jp} \quad s_{jp}^c \quad (jp \text{ CS}); \quad (3)$$

$$R_{ir} \quad 0 \quad (ir \text{ CX}), \quad (4)$$

причем здесь выражения (3) по сути являются уравнениями связей (1), а (4) – условиями равенства нулю реакций фиктивных связей R_{ir} , наложенных на узлы исследуемой системы. Входящие в уравнения (3), (4) величины находятся по формулам:

$$s_{jp} = \sum_{i=1}^p l_j^0 \quad (j = 1, \dots, n; p = 1, \dots, k_j); \quad (5)$$

$$R_{ir} = \sum_{j=1}^n G_j^{k_j} (K_j - j) c_{jr} (N_{ji} - N_{j-1i}) P_{ir} \quad (i = 1, \dots, m; r = 1, 2, 3), \quad (6)$$

при этом недеформированные l_{jv}^0 и деформированные l_{jv} длины участков вант определяются из соотношений

$$l_j^0 = \frac{l_j}{K_j} \quad (j = 1, \dots, n; = 1, \dots, k_j);$$

$$l_j = \sqrt[3]{(x_{N_{jr}} - x_{N_{j-1r}})^2} \quad (j = 1, \dots, n; = 0, \dots, k_j),$$

направляющие косинусы деформированных участков вант – по формуле

$$c_{jr} = \frac{x_{N_{jr}} - x_{N_{j-1r}}}{l_j} \quad (j = 1, \dots, n; = 1, \dots, k_j; r = 1, 2, 3),$$

а коэффициенты перехода от недеформированных участков вант к деформированным K_j – по формуле

$$K_j = \sqrt[2]{\sum_{j=1}^2 \frac{2}{G_j} h_{jp}^{k_j}} \quad (j = 1, \dots, n; = 1, \dots, k_j),$$

где $j = 1, \dots, j \quad t_j \quad (j = 1, \dots, n)$.

Шаговый метод решения системы уравнений. В работах [5, 6] для решения систем нелинейных уравнений, описывающих поведение

вантовой сети с проскальзывающими вантами, применялся специально разработанный итерационный метод, сходимость которого в значительной степени зависела от начального приближения и в ряде случаев оказывалась неудовлетворительной. Поэтому с целью улучшения сходимости решения предлагается применение шагового метода, предполагающего приложение нагрузки на систему частями. При этом итерационный процесс решения задачи начинается с начального (нулевого) приближения

$$h_{wt} \quad h_{wt}^0 \quad (wt \text{ CS});$$

$$x_{uq} \quad x_{uq}^0 \quad (uq \text{ CX}),$$

а рекуррентные формулы последующих приближений ($k = 1, 2, \dots, st$) имеют вид:

$$h_{wt}^k \quad h_{wt}^{k-1} \quad h_{wt}^k \quad (wt \text{ CS});$$

$$x_{uq}^k \quad x_{uq}^{k-1} \quad x_{uq}^k \quad (uq \text{ CX}).$$

Приращения неизвестных h_{wt}^k, x_{uq}^k вычисляются путем решения системы линейных алгебраических уравнений

$$\left. \frac{s_{jp}}{st} \quad \frac{s_{jp}^c}{(k-1)} \right|_{wt \text{ CS}}^{k-1} \quad \left. \frac{s_{jp}}{h_{wt}} \right|_{uq \text{ CX}}^{k-1} \quad h_{wt}^k \quad \left. \frac{s_{jp}}{x_{uq}} \right|_{uq \text{ CX}}^{k-1} \quad x_{uq}^k \quad (jp \text{ CS}); \quad (7)$$

$$\left. \frac{R_{ir}}{st} \quad \frac{R_{ir}}{(k-1)} \right|_{wt \text{ CS}}^{k-1} \quad \left. \frac{R_{ir}}{h_{wt}} \right|_{uq \text{ CX}}^{k-1} \quad h_{wt}^k \quad \left. \frac{R_{ir}}{x_{uq}} \right|_{uq \text{ CX}}^{k-1} \quad x_{uq}^k \quad (ir \text{ CX}), \quad (8)$$

причем вертикальная черта с верхним индексом $k-1$ в соотношениях означает, что стоящая слева от этой черты величина является константой, вычисленная с подстановкой в соответствующие формулы значений неизвестных, полученных на итерации $k-1$.

Элементы матрицы этой системы уравнений представляют собой частные производные от выражений (5) и (6) и вычисляются по формулам:

$$\frac{s_{jp}}{h_{wt}} = \frac{jw}{G_j} \sum_{i=1}^p \frac{l_j^0}{K_j^2} \quad (j = 1, \dots, n; p = 1, \dots, k_j; w = 1, \dots, n; t = 1, \dots, k_w);$$

$$\frac{s_{jp}}{x_{uq}} = \frac{p}{K_j} c_{jq} (N_{ju} - N_{j-1u}) \quad (j = 1, \dots, n; p = 1, \dots, k_j; u = 1, \dots, m; q = 1, 2, 3);$$

$$\frac{R_{ir}}{h_{wt}} = \frac{t}{p-1} \frac{c_{wpr} (N_{wpi} - N_{wpi-1})}{K_{wp}}$$

$(i = 1, \dots, m; r = 1, 2, 3; w = 1, \dots, n; t = 1, \dots, k_w);$

$$\frac{R_{ir}}{x_{uq}} = \frac{n}{j-1} G_j^{k_j} (K_{jp} - j) \frac{qr}{l_{jp}} \frac{c_{jpr} c_{jpr}}{l_{jp}}$$

$(i = 1, \dots, m; r = 1, 2, 3; u = 1, \dots, m; q = 1, 2, 3);$

При этом также должны соблюдаться характерные для смешанного метода зависимости:

$$\frac{s_{jp}}{h_{wt}} = \frac{s_{wt}}{h_{jp}}$$

$(j = 1, \dots, n; p = 1, \dots, k_j; w = 1, \dots, n; t = 1, \dots, k_w);$

$$\frac{s_{jp}}{x_{uq}} = \frac{R_{uq}}{h_{jp}}$$

$(j = 1, \dots, n; p = 1, \dots, k_j; u = 1, \dots, m; q = 1, 2, 3);$

$$\frac{R_{ir}}{x_{uq}} = \frac{R_{uq}}{x_{ir}}$$

$(i = 1, \dots, m; r = 1, 2, 3; u = 1, \dots, m; q = 1, 2, 3);$

После окончания итерационного процесса и достижения требуемой точности решения задачи, полученный результат рекомендуется уточнить с использованием соотношений (7), (8) со свободными членами s_{jp} , s_{jp}^c ; R_{ir} , P_{ir} и достичь квадратичной сходимости решения.

Типы задач. Выбор начальной формы вантовой сети производится с учетом архитектурных, эстетических, конструктивных и технологических (например, акустических) требований. При этом существует набор стандартных конструктивных решений, позволяющих получать различные формы сетей и виды конструкций и использующих для этих целей разнообразные типы контурных закреплений вант.

Наиболее простым решением является закрепление концов вант на жестком или упругом опорном контуре. Примером конструкции подобного рода является покрытие Раллей-арены, концы вант которого закреплены на наклонных арках, работающих на сжатие с изгибом (рис. 3, а). Второй тип конструкции возникает при прикреплении основных вант к мощным контурным вантам (тросам-подборам), что было использовано при сооружении объектов Мюнхенского олимпийского стадиона (рис. 3, б). На-

конец, третий тип конструкции характерен тем, что ванты одним своим концом крепятся к жесткому внешнему, а другим – к гибкому внутреннему опорному контуру. Указанное решение применено при реконструкции покрытия над трибунами НСК «Олимпийский» в г. Киеве (рис. 3, в).

Также важным аспектом выбора начальной формы сети является применение поддерживаемых мачтой или мощной вантой точечных опор, что не только влечет появление радиально-кольцевых зон покрытия, но и вносит разнообразие в его архитектурную форму. Другим важным аспектом этого вопроса является выбор формы ячеек сети, поскольку от принятой формы (как правило, ортогональной или равноугольной) зависит метод создания сети в целом – можно либо позволить вантам сети скользить друг по другу, либо связать их в узлах с соблюдением необходимых размеров сторон ячеек.

Закрепление вантовой сети на жестком контуре показано на рис. 4. В этом случае задаются пространственные координаты узловых вставок опорных узлов и накладываются необходимые связи, а все вставки в свободных узлах остаются незакрепленными. При этом нагрузки к этим вставкам не прикладываются.

Условия закрепления вант в проушинах узловых вставок принимаются следующим образом. Например, с вантой j связаны проушины $0, \dots, k_j$, причем проушина 0 по умолчанию жестко соединена с вантой в точке с вантовой координатой 0, а остальные проушины $1, \dots, k_j$ проскальзывают по ванте свободно. Тогда в проушине k_j следует задать проталкивающее усилие, вычисленное по формуле

$$h_{jk} = H_{jk} - j \frac{H_{jk}}{2G_j} \quad (k = k_j) \quad (9)$$

в зависимости от желаемого натяжения H_{jk} в ванте с номером j , а в остальных проушинах – нулевые усилия. Подобно указанному, далее рассматриваются все остальные ванты.

В результате расчета получаем пространственные координаты свободных узлов, а затем по формуле (5) определяем вантовые координаты всех проушин. При этом координата проушины с номером k_j равна полной геометрической длине ванты j в недеформированном состоянии.

Закрепление вантовой сети на контурных вантах (тросах-подборах) показано на рис. 5.



Рис. 3. Вантовые покрытия:

а – с жестким опорным контуром; б – с контурными вантами (тросами-подборами); в – с жестким внешним и гибким внутренним опорным контуром

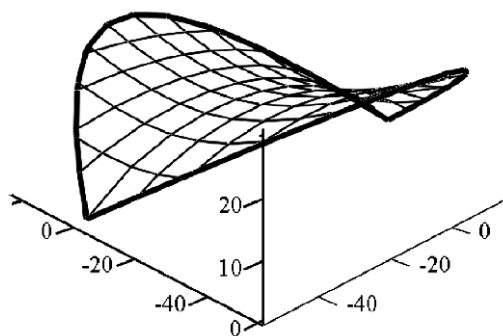


Рис. 4. Закрепление вантовой сети на жестком контуре

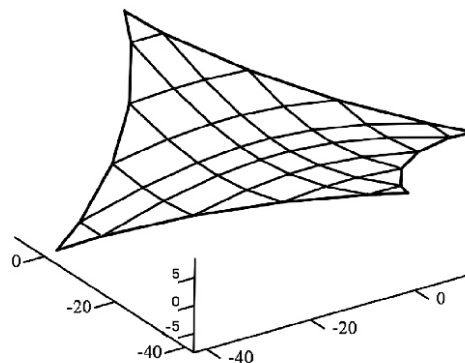


Рис. 5. Закрепление вантовой сети на контурных вантах (тросах-подборах)

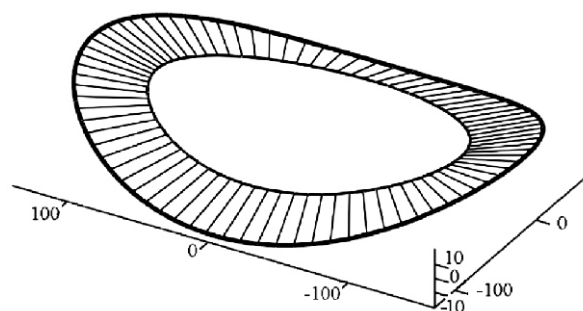


Рис. 6. Радиально-вантовая сеть с гибким внутренним опорным контуром

В этом случае вначале необходимо определить недеформированную длину контурной ванты и установить места крепления к ней вант сети. На концах контурной ванты и в местах крепления вант сети также необходимо предусмотреть узловые вставки, в проушинах которых неподвижно закрепляется контурная ванта, а их вантовые координаты задаются в соответствии с установленными местами крепления вант сети. Кроме того, необходимо задать пространственные координаты концевых узловых вставок и наложить требуемые связи, а все промежуточные вставки оставить незакрепленными. При этом нагрузки к этим вставкам, как и ранее, не прикладываются.

Ванты сети могут крепиться к узловым вставкам на контурной ванте либо своим началом, либо своим концом. Если ванта крепится к узловой вставке своим началом, то она по умолчанию считается закрепленной неподвижно в своей проушине с номером 0. В противоположном случае ванта в проушине не закрепляется, но задается проталкивающее усилие, вычисляемое по формуле (9). В результате расчета получаем пространственные координаты всех узловых вставок, включая координаты промежуточных узловых вставок на контурной ванте, и усилия в ее участках.

Радиально-вантовая сеть с гибким внутренним опорным контуром показана на рис. 6. Здесь внутренний кольцеобразный опорный контур представляет собой ванту, длина которой равняется недеформированной длине кольца, пропущенную сквозь проушины 0, 1, ..., k . Ванта считается неподвижно закрепленной в проушине k , которая для обеспечения замыкания кольца располагается в той же самой узловой вставке, что и проушина 0. Во всех остальных проушинах 1, 2, ..., $k-1$ кольцевая ванта не закреплена.

Радиальные ванта своим началом присоединяются к неподвижным узловым вставкам, расположенным на жестком наружном контуре, а концом – к свободным узловым вставкам, расположенным на гибком внутреннем контуре. Поскольку радиальные ванта должны иметь заданные усилия, они не закрепляются в своих концевых проушинах, но к ним прилагаются проталкивающие усилия, вычисляемые по формуле (9). В результате расчета получаем пространственные координаты всех узловых вставок, расположенных на внутреннем опорном контуре, его натяжение и длины радиальных вант.

Радиально-вантовая сеть с гибким внутренним опорным контуром с заданным натяжением. В отличие от предыдущего случая во внутреннем опорном контуре задается усилие, а для

радиальных вант вместо усилий задаются их недеформированные длины. Реализация описанной схемы предполагает освобождение k -й проушины и приложение к ванте проталкивающего усилия, вычисляемого по формуле (9). Концы радиальных вант при этом жестко закрепляются в проушинах узловых вставок на внутреннем опорном контуре так, чтобы вантовые координаты проушин были бы равны заданным длинам радиальных вант. В результате расчета получаем длину внутреннего опорного контура, координаты находящихся на нем узловых вставок и усилия в радиальных вантах.

Особенности работы алгоритма. Шаговый метод решения системы нелинейных уравнений реализован в среде Mathcad и проверен на многочисленных тестовых задачах. Так, например, представленные на рис. 4–6 примеры получены как результат решения некоторых из рассмотренных задач. В большинстве случаев алгоритм показал хорошую сходимость, поскольку для достижения требуемой точности расчета оказывалось достаточным выполнить всего 3–4 шага нагружения и один шаг уточнения. Тем не менее, алгоритм расчета требует осуществления оперативного контроля, а результаты решения задачи – предварительного качественного анализа, так как при расчете вантовой сети, прикрепленной к контурной ванте, вместо растянутой ванты можно получить сжатую арку. Последнее также свидетельствует о том, что предложенный алгоритм может быть использован для поиска начальной формы конструкций, содержащей не только растянутые, но и сжатые элементы.

Отметим также, что система исходных данных разработанного алгоритма построена таким образом, что после получения начальной формы сети при необходимости можно продолжить расчет конструкции на эксплуатационные нагрузки путем замены связей между элементами (закрепив, например, ванта в узлах).

[1] Grundig L., Moncrieff E., Singer P., Strobel D. A history of the principal developments and applications of the force density method in Germany 1970-1999 // Proc. IASS-IACM Fourth International Colloquium on Computation of Shell & Spatial Structures. – Chania-Crete (Greece). – June 4–7 2000.

[2] Фрей Отто. Висячие покрытия. Их формы и конструкции. – М.: Госстройиздат, 1960. – 178с.

[3] Linkwitz K., Schek H.-J. Einige Bemerkungen zur Berechnung von vorgespannten Seilnetzkonstruktionen // Ingenieur-Archiv. – 1971. – № 40. – P. 145–158.

[4] Schek H.J. The force density method for form-finding and computations of general networks // Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. – 1974. – P. 115–134.

[5] Gordeiev V., Shymanovska M. Analysis of spatial nets allowing for slippery ropes // Proceedings of the International Symposium on Shell and Spatial Structures. – V.1. – Bucharest, Poiana Brasov (Romania). – 2005. – P. 161–168.

[6] Gordeiev V.N., Shimanovskaya M.A. Statics of nonlinear elastic cable-stayed systems with slipping flexible cables // International Applied Mechanics, New York. – May, 2006. – V. 42, № 5. – P. 560–567.

[7] Шимановская М.А. Смешанный метод для расчета вантовых систем на стадии монтажа // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2009 – № 2. – С. 16–21.

Надійшла 11.01.2010 р.

УДК 624.012.45

ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНІСНИХ ХАРАКТЕРИСТИК АРМАТУРНОЇ СТАЛІ МЕТОДОМ «ЗРІЗУ РІЗЬБИ» ПІСЛЯ ТЕМПЕРАТУРНОГО ВПЛИВУ

Наводяться результати експерименту щодо відпрацювання методики визначення міцнісних характеристик арматури методом «зрізу різьби» після різноманітного температурного впливу на неї.

The results of experiment which was needed for working off the method of determination of прочностных descriptions of armature the method of «cut of screw-thread» after different temperature influence on them are examined in the article.

Ключові слова: арматурні зразки, температурний вплив, дослідження арматурної сталі, методи з локальним руйнуванням.

Кількість будівель і споруд, що потребують обстеження, постійно зростає через їх фізичний і моральний знос, проведення переозброєння й реконструкції виробничих будівель промислових підприємств, реконструкції малоповерхової старої забудови тощо. Сучасний технічний прогрес характеризується зростанням технологічних температур та нерівномірністю температурних режимів у будівлях, які не були призначені для цього. У результаті іноді виникають різні непередбачувані ситуації, пов'язані з різким підвищенням температури, що призводить до локальних пожеж.

Для подовження експлуатаційного строку промислових будівель та споруд конструкції з явними ознаками аварійності необхідно підсилювати, а у разі відсутності таких ознак – додатково досліджувати міцнісні характеристики матеріалів, з яких вони виготовлені. Тільки на основі достовірної оцінки технічного стану пошкоджених конструкцій можна розробити ефективний та економічно вигідний проект реконструкції.

Вплив температури на фізико-механічні та теплофізичні властивості бетону та арматури досліджувався у багатьох працях (Б.А. Альтшулер, А.Ф. Мілованов, Н.С. Бушуєв, К.Д. Некрасов, В.В. Жуков, А.П. Кричевський, С.Л. Фомін, Б.Г. Демчина, В.І. Корсун, Б. Бартелемі, А.У. Франчук, Б.Н. Кауфман, В.Г. Олімпієв, К.В. Михайлов, Н.М. Мулін та інші), у більшості з яких наведені експериментальні методики, пов'язані з визначенням фізико-механічних властивостей лише бетону, у деяких роботах – бетону і арматури. За цими методами складно провести обстеження конструкцій будівель, міцнісні характеристики матеріалів яких викликають сумніви, без зупинки технологічного процесу. Згідно з нормативними документами міцнісні характеристики арматури таких конструкцій визнача-



А.П. Іванов

доцент кафедри будівельних конструкцій Донбаського державного технічного університету (м. Алчевськ), к.т.н



Ю.А. Отрош

старший викладач Академії пожежної безпеки ім. Героїв Чорнобиля (м. Черкаси)

ються за допомогою вирізання зразків, що також у більшості випадків потребує зупинки технологічного процесу та додаткових витрат [1].

У даній роботі пропонується методика визначення міцнісних характеристик арматури залізобетонних конструкцій, що експлуатуються, після впливу на них температур різної величини, без зупинки виробничого процесу (якщо він не був зупинений у зв'язку з пожежею).

За цією методикою застосовується метод «зрізу різьби», заснований на локальному руйнуванні досліджуваних конструкцій, який не потребує зупинки технологічного процесу.

Для відпрацювання методики були відібрані зразки арматурної сталі, що не зазнали впливу та після впливу на них температур різної величини. Відповідно до температури нагрівання зразки були поділені на групи.

Результати експерименту порівняли зі значеннями характеристик міцності цих же зразків, отриманих за методикою, яка наведена у нормативних документах [1]. У зв'язку з тим, що максимальна температура прогрівання арматури згідно з [1] складає 700 °С, було досліджено зміну

характеристик міцності арматурної сталі в залежності від температури нагрівання 800–1000 °С.

До кожної групи зразків, які нагрівали (температура груп відповідно складала 100 °С, 200 °С, 300 °С, 400 °С, 500 °С, 600 °С, 700 °С, 800 °С, 900 °С і 1000 °С), входило по три зразки.

Група без нагрівання (20 °С) складала 10 зразків. Міцнісні характеристики половини з них досліджувались за допомогою стандартного методу [2], решта – методом «зрізу різьби». Така програма експерименту пояснюється необхідністю підтвердження достовірності результатів, отриманих запропонованим методом. Дослідження міцнісних характеристик проводилось на арматурі класу А240С (зразки 14), виготовлених із сталі марки Ст3.

Підготовка зразків для досліджень міцнісних характеристик стандартним методом не включала у себе ніяких додаткових дій і проводилась згідно з нормативним документом [2].

Довжина зразків арматурної сталі, характеристики міцності яких досліджувались методом «зрізу різьби», була ідентичною довжині зразків, підготовлених для дослідження стандартним методом. Але їх підготовка до випробувань включала у себе ще декілька додаткових пунктів:

1. Для зручності проведення випробувань з кожного зразка зрізалась деяка частина металу, необхідна для вирівнювання поверхні. Цей циліндричний сегмент (спрощено зразок арматурної сталі циліндричної форми) у своїй основі має прямокутник, у якому одна зі сторін дорівнює 8 мм, а інша – довжині зразка. Саме такий розмір меншої сторони прямокутника необхідний для того, щоб випробувальний гвинт угвинчувався в зразок до упору й був перпендикулярним до поверхні, що випробовується, протягом

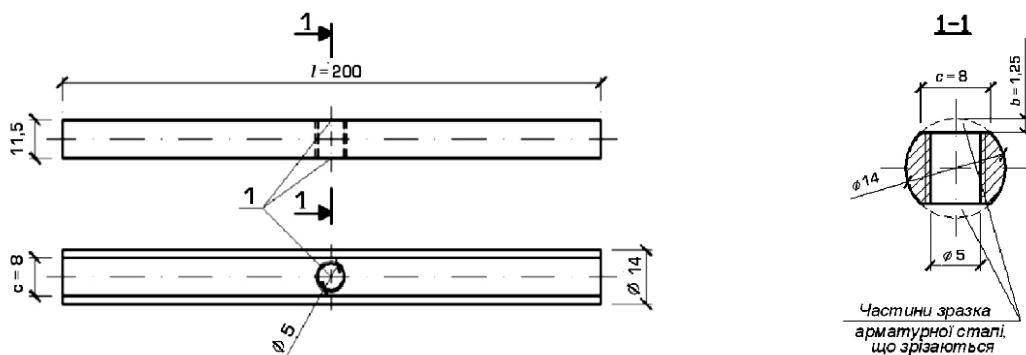
усього експерименту. Для цього була передбачена конструкція випробувального гвинта з упорним кільцем. Розмір зрізаної зі зразка частини металу (на рисунку, позн. с) залежить від розміру упорного кільця, який в свою чергу залежить від діаметра випробувального гвинта (5 мм), що є постійним протягом експерименту. Висота цього сегмента (позн. b) залежить від діаметра випробувального зразка $b = r \frac{1}{2} \sqrt{4r^2 - c^2}$, де r – радіус випробувального зразка.

2. Технологія визначення характеристик міцності за допомогою методу «зрізу різьби» передбачає свердління отворів (свердлом 4,2 мм) та нарізання у них різьби (мітчиком марки М5Н1), що виконувались однотипним інструментом з високою точністю дотримання технології виконання робіт. Важливо, щоб ці операції виконувалися перпендикулярно до поверхні випробувальних зразків [3]. У всіх зразках, характеристики міцності яких досліджувались «зрізом різьби», було по два отвори.

Підготовка зразків арматури, що були під впливом температури, включала нагрівання кожної групи зразків до певної температури у муфельних печах (марка СНОЛ 1.6.2.0.0.879-М1 У42) з наступним поступовим охолодженням природним шляхом до кімнатної температури, а потім – згідно з пунктами 1 та 2.

На рисунку та в табл. 1 наведено зовнішній вигляд зразків арматури, призначених для дослідження методом «зрізу різьби».

Спрощено проведення експерименту зводилося до руйнування по черзі з'єднань, які утворювалися з випробувального гвинта і випробуваного матеріалу (зразки арматури, властивості яких визначали «зрізом різьби»)[3].



Зовнішній вигляд випробувальних зразків арматурної сталі, підготовлених для визначення міцнісних характеристик методом «зрізу різьби» (на прикладі зразка із арматурної сталі 14 мм, класу А240С)

Таблиця 1

Зовнішній вигляд зразків арматурної сталі, повністю підготовлених для визначення міцнісних характеристик методом «зрізу різьби» після впливу на них різних температур

Температура впливу, С°	Зразки арматури	Температура впливу, С°	Зразки арматури
20		600	
100		700	
200		800	
300		900	
400		1000	
500			

Таблиця 2

Міцнісні характеристики арматурної сталі до температурного впливу

Отримані методом «зрізу різьби», МПа		Отримані стандартним методом, МПа		Вибрані з нормативних документів, МПа	
R_{yp}^{ϕ}	R_{un}^{ϕ}	R_{yp}^{ϕ}	R_{un}^{ϕ}	R_{yp}	R_{un}
422,12	474,89	414,0	455,3	240	370

Так як метод «зрізу різьби» – непрямий, то після руйнування з'єднання «випробувальний гвинт – випробуваний матеріал» отримані результати за емпіричними формулами переводяться у зусилля (C_p), за якими знаходять необхідні показники міцності, користуючись рівняннями лінійної регресії, отриманими завдяки кореляційним зв'язкам $R_{yp}^{\phi} C_p$, $R_{un}^{\phi} C_p$ (де R_{yp}^{ϕ} , R_{un}^{ϕ} – фактичні міцнісні характеристики зразків арматури, які були отримані стандартним методом) [3, 4].

У нормативних документах пропонується визначати міцнісні характеристики арматури в залежності від температури впливу (R_{at} , R_{at}^0) за допомогою властивостей арматури, визначених за нормальних умов (R_a) з використанням коефіцієнтів m_{at} (у нагрітому стані) або m_{at}^0 (після нагріву та охолодження), які враховують зниження опору сталі, за формулами: $R_{at} = m_{at} R_a$ – у нагрітому стані; $R_{at}^0 = m_{at}^0 R_a$ – після нагрівання та охолодження.

У нашому випадку міцнісні характеристики арматурної сталі визначаються після нагріву та охолодження. Для класу, до якого відносяться досліджувані арматурні зразки, коефіцієнт m_{at}^0 (діапазон температурного впливу – 100–700 °С) дорівнює одиниці [1].

Отримані характеристики міцності після проведення експерименту та деяких підрахунків наведено у табл. 2–4. У табл. 2 порівнюються значення міцнісних характеристик арматурної сталі, отримані при проведенні експерименту та вибрані з нормативних документів, у табл. 3 – значення міцнісних характеристик арматурної сталі після температурного впливу, отримані після проведення експерименту та підрахунку їх згідно з методикою, наведеною у норматив-

Таблиця 3

Міцнісні характеристики арматурних зразків після температурного впливу

Метод, за допомогою якого визначали міцнісні характеристики	Характеристики міцності	Температура нагріву, С°						
		100	200	300	400	500	600	700
«Зріз різьби»	R_{yp}^{ϕ}	421,07	420,02	418,97	417,92	417,74	417,57	411,41
	R_{un}^{ϕ}	483,97	483,05	482,13	481,21	480,3	470,34	461,61
Стандартний	R_{yp}^{ϕ}	414,0	414,0	414,0	414,0	414,0	414,0	414,0
	R_{un}^{ϕ}	455,3	455,3	455,3	455,3	455,3	455,3	455,3

них документах, а у табл. 4 наведена зміна характеристик міцності зразків у залежності від зміни температурного впливу.

Таблиця 4

Міцнісні характеристики арматурної сталі після високотемпературного впливу, визначені методом «зрізу різьби»

Характеристики міцності	Температура нагріву, С°			
	700	800	900	1000
R_{yp}^{Φ}	411,41	409,84	408,96	405,03
R_{un}^{Φ}	461,61	461,84	460,94	456,23

Висновки.

1. Отримані при проведенні експерименту значення міцнісних характеристик (як за запропонованим методом, так і за стандартним) вищі за зазначені у нормативній літературі на 48 % (R_{yp}) та 18 % (R_{un}), що свідчить про необхідність визначення фактичних міцнісних характеристик матеріалів при обстеженні конструкцій, які потрапили під вплив різкого підвищення температури.

2. Порівняння значень міцнісних характеристик зразків арматури після впливу на них температури, отриманих методом «зрізу різьби» та підрахованих за методикою, що наводиться у нормативних документах, показали, що різниця між ними незначна, а саме: у межі текучості сталі вона змінюється від 1,68 % (при 100 °С) до 0,62 % (при 700 °С); тимчасовий опір розриву – від 5,9 % (при 100 °С) до 1,37 % (при 700 °С). Така розбіжність між значеннями характеристик міцності свідчить про те, що хоч запропонований метод дослідження непрямий, але його точність

є достатньою для встановлення міцнісних характеристик при обстеженні конструкцій, що експлуатуються.

3. У разі більшого температурного впливу, ніж розглядається у нормативній літературі (табл. 3), межа текучості сталі у порівнянні з показником до температурного впливу зменшується на 2,9 % (при 800 °С), на 3,12 % (при 900 °С) та на 4,05 % (при 1000 °С); тимчасовий опір – на 2,7 % (при 800 °С), на 2,9 % (при 900 °С) та на 3,9 % (при 1000 °С). Втрата характеристик міцності до 700 °С включно не є великою і складає 1,5 % (R_{yp}) та 1,7 % (R_{un}), як і повинно бути згідно з нормативною методикою розрахунків цих міцностей.

4. При збільшенні температурного впливу (більше 700 °С) відбувається не тільки більш значна втрата міцності, а і зовнішній вигляд таких зразків арматури починає істотно змінюватися (табл. 1).

- [1] Пособие по обследованию строительных конструкций зданий / [А.Г. Гиндойн, Э.С. Гиллер, Б.В. Лифанов, С.М. Гликин та ін.]; АО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ». – М.: 1997 г. – 129 с.
- [2] ГОСТ 12004-81 Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. – Введ. 01.07.83. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 1983 г. – 11 с.
- [3] Иванов А.П. Определение фактических механических характеристик сталей в эксплуатируемых конструкциях / Диссертация канд. тех. наук: 05.23.01. – К., 2000. – 184 с.
- [4] Иванов А.П. Визначення характеристик міцності арматурної сталі методом «зрізу різьби» у конструкціях, що експлуатуються / Иванов А.П., Отрош Ю.А. // 36. наук. праць «Мости і дороги». Вип. № 11. – К.: ДержДорНДІ ім. М.П. Шульгіна, 2009 р. – С. 86–91.

Надійшла 20.04.2010 р.

Книжковий огляд

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ КОМПЛЕКСА ДОМЕННОЙ ПЕЧИ. ПРОЕКТИРОВАНИЕ. ЭКСПЛУАТАЦИЯ. ДИАГНОСТИКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ

Рассмотрены металлические конструкции сооружений комплекса доменной печи: условия их работы, нагрузки, компоновка, расчет, конструирование и эксплуатация листовых и стержневых конструкций-кожухов металлургических агрегатов, системы промышленных трубопроводов, высотных и других сооружений комплекса.

Систематизированы и формализованы нагрузки и воздействия, обобщен накопленный опыт в области создания конструктивных форм сооружений комплекса доменной печи. Изложены особенности расчетных подходов для специальных конструкций. Приведены примеры компоновки отдельных сооружений и узлов конструкций.

Для инженерно-технических работников проектных и строительно-монтажных организаций, а также студентов высших учебных заведений при изучении курса «Металлические конструкции».

Книгу можно заказать по телефону: (056) 795-52-68

Любин А.Е. Металлические конструкции сооружений комплекса доменной печи. Проектирование. Эксплуатация. Диагностика технического состояния. – К.: Изд-во «Сталь», 2010. – 472 с., рис. 197, табл. 69

ПРИМЕНЕНИЕ СПЕЦИАЛЬНОЙ МОНТАЖНОЙ ОСНАСТКИ ПРИ КАПИТАЛЬНОМ РЕМОНТЕ ЗДАНИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

При эксплуатации широко распространенных инженерных сооружений (дымовых труб, градирен, комплексов доменных цехов, рудно-грейферных перегружателей и т.п.), а также производственных зданий периодически возникает необходимость проведения капитальных ремонтов, что обусловлено многими факторами: износом строительных и технологических конструкций, необходимостью модернизации в связи с изменением технологического процесса, появлением признаков аварийного состояния и другими причинами.

Для ремонта отдельных сооружений, таких как градирни и дымовые трубы, имеются разработанные методы и технологии производства работ, но они не охватывают и не могут охватить всего многообразия проблем, возникающих в случае реконструкции и капитального ремонта зданий и инженерных сооружений.

Проектирование, изготовление и применение различных видов оснастки, монтажных приспособлений и технологий при выполнении сложных монтажных работ на действующих предприятиях имеют свои особенности:

- согласованность графика работ с технологическими остановками производства и выполнение их в определенные (как правило, крайне ограниченные) сроки, а также необходимость применения защитных укрытий и ограждений для существующего технологического оборудования и соответствующих механизмов и технологии в связи со стесненностью площадки строительства;
- труднодоступность мест проведения работ, что влияет на методы доступа, используемые механизмы и организацию работ в целом;
- повышенные требования к технике безопасности вследствие выполнения работ зачастую в непосредственной близости от аварийных конструкций.

Сложные условия проведения работ требуют применения специальной оснастки, включающей в себе несущие конструкции, грузоподъемные механизмы и средства доступа. Основными видами специальной оснастки являются:



В.И. Москаленко

генеральный директор корпорации «Промстройремонт» (г. Донецк), к.т.н.



В.В. Губанов

доцент кафедры металлических конструкций Донбасской национальной академии строительства и архитектуры, к.т.н., доцент

- средства доступа – подвесные площадки и подмости;
- конструкции для передачи нагрузок от монтажных механизмов – балки, балочные клетки, рамы и эстакады;
- конструкции для временного опирания усиливаемых конструкций – колонны, подкосы и балки;
- грузозахватные приспособления – траверсы, стропы и захваты;
- приспособления и механизмы для подъема и опускания конструкций – полиспасты, домкраты, лебедки, шевры и порталы.

Рассмотрим некоторые из них.

Подъемная площадка с переменным диаметром для ремонта и замены футеровки дымовых труб. При эксплуатации железобетонных дымовых труб наиболее повреждаемым элементом является футеровка ствола, что приводит к необходимости ее ремонта или замены. Так как выполнение работ сильно осложняется особенностями дымовых железобетонных труб – изменением их сечений по высоте и наличием различных внутренних диаметров – от 1,6 до 18 м, спроектирована и изготовлена специальная площадка с траверсами, лебедками и управляющей автоматикой (рис. 1).

Площадка выполнена в виде плоской балочной клетки, основными несущими элементами которой являются радиальные балки и



Рис. 1. Вид площадки сверху при проведении работ вблизи оголовка трубы

центральное жесткое кольцо. К этим элементам крепятся кольцевые балки, на которые опирается настил. Основной особенностью системы является наличие двух наборов радиальных балок, использование которых позволяет корректировать диаметр площадки в пределах от 3,5 до 18 м при изменении внутреннего диаметра трубы. Все соединения элементов выполнены на болтах и накладках.

Подъемная площадка использовалась во время замены футеровки железобетонных дымовых труб, причем размеры ее изменялись в зависимости от положения заменяемой футеровки путем наращивания лучей и добавления новых колец по мере необходимости. Площадка подвешивалась к трем несущим канатам различными способами в зависимости от диаметра: через треугольную и шестиугольную траверсы, а также непосредственно к канатам. На траверсах устраивались защитные настилы. Подъем осуществлялся тремя лебедками через шкивы, установленные на балках в оголовке трубы. Подъем и опускание грузов выполнялось бадьей через центральное кольцо площадки.

Площадка была применена при замене футеровки и теплоизоляции на трубах Кременчугской ТЭЦ в Полтавской области (высота трубы 150 м) и Лисичанском нефтеперерабатывающем заводе «Линос» в Луганской (высота трубы 180 м).

Работы производились в сжатые межтехнологические остановочные периоды, ограниченные жесткими временными рамками, во время которых площадка была приведена в рабочее положение, выполнены полная замена оголовка трубы и огнеупорной футеровки и теплоизоляции, разборка технологического оборудования и внутренний ремонт железобетонной оболочки трубы.

Технико-экономические показатели по двум трубам следующие:

- объем работ по замене футеровки – 1625 м³;
- стоимость – 2,8 млн. грн.;
- трудоемкость – 1790 чел. дней;
- продолжительность – 150 дней;
- удельная выработка – 10,8 м³/день.

Подвесная платформа для опирания тележек кранов-перегрузателей. Ремонт тележки рудно-грейферного крана-перегрузателя (рис. 2) помимо ремонта металлических конструкций включал также замену грузовых лебедок, механизмов перемещения и колес и выполнялся в сжатые сроки на высоте около 30 м. Для замены колес тележки весом до 120 т была разработана подвесная платформа, предназначенная для подъема тележки с помощью ремонтного тельфера, установленного на ремонтной консоли крана. В конструктивном отношении платформа представляет собой балочную клетку со связевой системой для обеспечения устойчивости балок и четырьмя шарнирно прикрепленными подвесками, надежно закрепляющими ее на рельсовом пути тележки (рис. 3).



Рис. 2. Общий вид тележки рудно-грейферного крана-перегрузателя

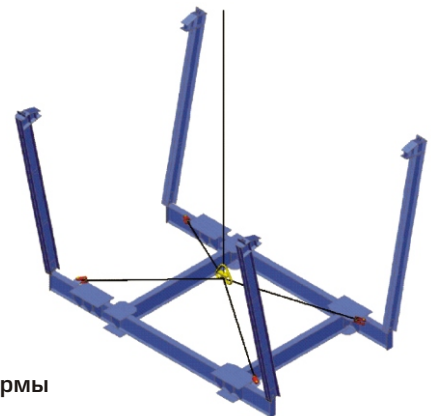


Рис. 3. Схема строповки подвесной платформы при подъеме



Рис. 4. Демонтаж плит покрытия с использованием эстакады и специальной траверсы

Полностью собранная платформа поднималась к месту установки вспомогательной лебедкой крана-перегрузателя, затем собирался защитный настил и устанавливались ограждения. Тележка поднималась при помощи четырех гидравлических домкратов грузоподъемностью 50 т каждый, положение ее фиксировалось специальными подкладками. После выполнения комплекса ремонтных работ тележку опускали на рельсы, снимали крепление платформы и опускали в исходное положение.

Во время ремонта тележки рудно-грейферного крана-перегрузателя на Макеевском металлургическом заводе из-за перекоса тележки при подъеме домкраты пришлось перенести с платформы (по первоначальному проекту) на рельсы. После подъема тележка крана была установлена на платформе через прокладки из деревянного бруса.

Сборно-разборная крановая эстакада для установки грузоподъемного оборудования на покрытии здания. Здание ТЭЦ ПВС Енакиевского металлургического завода было перекрыто железобетонными ребристыми плитами размером 6 × 3 м и частично – мелкогабаритными плитками. Длительный срок эксплуатации и агрессивное воздействие среды привели к аварийному состоянию плит и необходимости их замены на металлическую кровлю.

Замена осложнялась, во-первых, необходимостью проведения всех работ не только в сжатые сроки, но и без остановки технологического процесса, во-вторых, невозможностью использования каких-либо монтажных кранов и оснастки (в результате снижения несущей способности плит) и, в-третьих, ограниченностью доступа, который был возможен только с торцевой

стороны здания через эстакаду технологических трубопроводов. Поэтому была разработана и применена специальная сборно-разборная конструкция крановой эстакады для опирания тельфера и пути движения тележки, расположенная на покрытии вдоль всего здания длиной 120 м. Конструкция крановой эстакады представляет собой рамно-связевую систему, опирающуюся непосредственно на стропильные фермы. Ее особенностями являются:

- небольшой вес отдельных монтажных элементов (не более 70 кг), позволяющий выполнять их монтаж и разборку вручную;
- применение только болтовых соединений монтажных элементов, что позволило легко их разбирать и перемещать на другой рабочий участок;
- унификация элементов, позволившая использовать конструкцию как для замены кровли на фанере, так и на прилегающих к фанере участках покрытия.

Работы по замене плит покрытия выполнялись последовательно на трех участках общей площадью 3000 м². Для демонтажа старых плит и монтажа новых конструкций покрытия был применен тельфер грузоподъемностью 5 т, перемещаемый по размещенному на эстакаде монорельсу М24. Нагрузки от веса эстакады передавались на стропильные фермы через специальные опорные столики. Для опирания колонн эстакады в плитах покрытия были сделаны технологические проемы. Конструкции эстакады подавались на крышу здания (высота 22 м) монтажным краном МКГ-25БР.

Вывод. Применение специальной монтажной оснастки позволяет отказаться от дорогостоящих мощных монтажных кранов при решении комплекса инженерных задач, связанных с реконструкцией промышленных сооружений в условиях действующего производства. При этом не только сокращаются сроки выполнения работ, но и повышается их экономическая эффективность вследствие повторного применения оснастки на аналогичных объектах. Кроме того, как показал опыт реконструкции промышленных сооружений, без использования специальной монтажной оснастки многие инженерные задачи вообще не могут быть решены.

Надійшла 27.02.2008 р.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК МОРСКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ

(Часть I)

Рассмотрены результаты экспериментальных исследований динамических характеристик морской глубоководной платформы, полученные с помощью специально разработанной измерительной системы. Сделан вывод о необходимости оснащения строящихся и эксплуатируемых платформ системами мониторинга эксплуатационной надежности.

Морские стационарные нефтегазопромысловые платформы в процессе эксплуатации подвергаются сложным силовым воздействиям, вызванным природными факторами, работой технологического оборудования, отправкой и приемкой грузов и т.п. В свою очередь силовые воздействия характеризуются соответствующими статическими и динамическими реакциями, усталостными явлениями, что, в конечном счете, определяет надежность и долговечность конструкций. Многие из этих нагрузок и воздействий из-за их сложности и многофакторности изучены недостаточно. Еще менее изученной является действительная работа конструкций платформы.

Расчет и конструирование морских стационарных платформ выполняются в соответствии с нормативными данными, но при этом нельзя считать, что в запроектированных конструкциях этих сооружений полностью исчерпаны все резервы экономии металла, а степень надежности равновелика во всех частях и элементах.

Основной внешней силой, действующей на платформу, установленную в море, являются волны. Движимые ветром, они могут изменяться по форме, длине и высоте, приближаться к платформе в одном или нескольких направлениях. Учет этих воздействий (волновые, ледовые и от судов) в соответствии со СНиП 2.06.04-82 «Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения» не всегда, как показал ряд экспериментов, является достоверным. Это объясняется тем, что указанный СНиП разработан на основании результатов экспериментов на маломасштабных моделях и в недостаточном объеме.

Получить достоверные сведения, необходимые для расчета и конструирования морской платформы в целом и ее элементов, можно только путем проведения натурных экспериментальных исследований на действующих сооружениях. При этом очень важным является измерение колебаний платформ, которые вы-



З.А. Шульман
технический директор
ПИ «Промспецпроект»
(г. Днепропетровск),
к.т.н.

зывают динамические напряжения в материале конструкций и могут стать причиной появления повреждений в металлоконструкциях опорной части сооружения. Таким образом, колебания платформ являются критерием его оценки динамической работы, характеризующей усталостную прочность, эксплуатационную надежность и долговечность элементов конструкции опорного блока.

Особенно велика роль экспериментальных исследований при создании вероятностных методов, с помощью которых можно прогнозировать поведение сооружений при различных, в т.ч. экстремальных, состояниях моря [1]. Для вероятностных расчетов в качестве исходной необходима информация о действительных волновых спектрах. Спектры выходных процессов сегодня получают аналитически путем умножения спектра волновых сил на квадрат передаточной функции, соответствующей реакции опорного блока платформы на то или иное воздействие.

Экспериментальные исследования динамических характеристик морских стационарных платформ в реальных условиях в Украине практически не выполняются, а проведенные измерения параметров колебаний буровых плавучих установок и стационарных платформ на глубинах моря 25 и 60 м не дают реальной картины действительной работы этих сооружений, в т.ч. установленных на более значительных глубинах.

Для получения статистически достоверных данных о действительных параметрах динами-

ческой работы платформ разработаны методики и специальные средства длительных синхронных измерений гидрометеорологических воздействий, технологических нагрузок и параметров колебаний платформы, вызываемых этими нагрузками.

Изложенные в настоящей статье экспериментальные исследования динамических характеристик проводились на эксплуатируемых двухблочных стальных глубоководных стационарных морских платформах ГСМП-2 и ГСМП-3, установленных на глубинах 100–110 м на месторождении им. 28 Апреля в Каспийском море. Проекты платформ разработаны институтом «Гипроморнефтегаз» г. Баку. Работа выполнена Отделом натурных испытаний уникальных сооружений института «Днепрпроектстальконструкция» под руководством автора*.

Опорная часть платформ состоит из двух блоков, каждый из которых представляет собой пространственную стержневую конструкцию в виде усеченной пирамиды. На верхних основаниях пирамид располагается палуба с установленными на ней модулями (технологическими, энергетическими, буровыми, жилыми и др.). Сечение элементов опорного блока – горячедеформированные вальцованные электросварные трубы. Опорные блоки крепятся к морскому основанию с помощью свай.

В статье представлены результаты работы, выполненной на платформе ГСМП-3.

Методы и средства измерений. Особенность проведения экспериментальных работ (испытаний) морских стационарных платформ заключается в том, что они являются не столько испытаниями в смысле специального воссоздания нормативных или расчетных нагрузок, сколько инструментальными наблюдениями за поведением конструкций в реальных эксплуатационных условиях, где время появления и интенсивность природных факторов и воздействий, являющихся преобладающей нагрузкой, носят случайный, а не заданный характер.

Таким образом, натурные экспериментальные исследования и инструментальные наблюдения являются единой комплексной работой как с точки зрения методики, состава и приборного оснащения, так и по времени их проведения [2].

Программой экспериментальных исследований предусматривался спектральный анализ гидрометеорологических воздействий и колебаний платформ на базе измерений специально разработанной аппаратурой параметров волн, ветра и колебаний и получение на их основе статистических характеристик внешних воздействий и перемещений платформы. Измерения выполнялись в весенний и осенний периоды в реальных, в т.ч. штормовых, погодных условиях.

На базе серийно выпускаемых сейсмометров С5С впервые были разработаны и изготовлены датчики перемещений для измерений параметров горизонтальных колебаний платформы. С помощью специально разработанного блока формирования характеристик БФХ этих датчиков и комплекта регистрирующей аппаратуры была создана измерительная система, обеспечивающая непрерывное получение в цифровой форме и отображение в аналоговой форме статистически обоснованной информации о горизонтальных и крутильных колебаниях платформы в диапазоне инфранизких частот в диапазоне 0,05–5 Гц и амплитуд до 100 мм, характерных для этих сооружений. Разработаны такие коммутирующие устройства для синхронизации записей колебаний платформы с показаниями стандартных приборов, регистрирующих входные параметры: волновые и ветровые воздействия [3]. Для обработки результатов измерений, получения статистических характеристик (математического ожидания, дисперсии, среднего квадратичного отклонения, функций распределения волнового воздействия и перемещений платформы), а также спектрального анализа колебательных процессов (автоспектры и взаимные спектры, передаточные функции, функции когерентности) разработано специальное программное обеспечение ЭВМ. Статистическая оценка скорости ветра (двухминутного, десятиминутного усреднения, дисперсии, среднеквадратичного отклонения) выполнялась с помощью стандартной программы ЭВМ.

Схема установки приборов показана на рис. 1.

Датчики перемещений устанавливались на палубе платформы в двух взаимно перпендикулярных направлениях: «Север-Юг» (большая жесткость платформы) и «Запад-Восток» (меньшая жесткость платформы). Параметры гидро-

* В работе принимали участие к.т.н. Ю.В. Малов и инж. Ю.С. Фрейдин

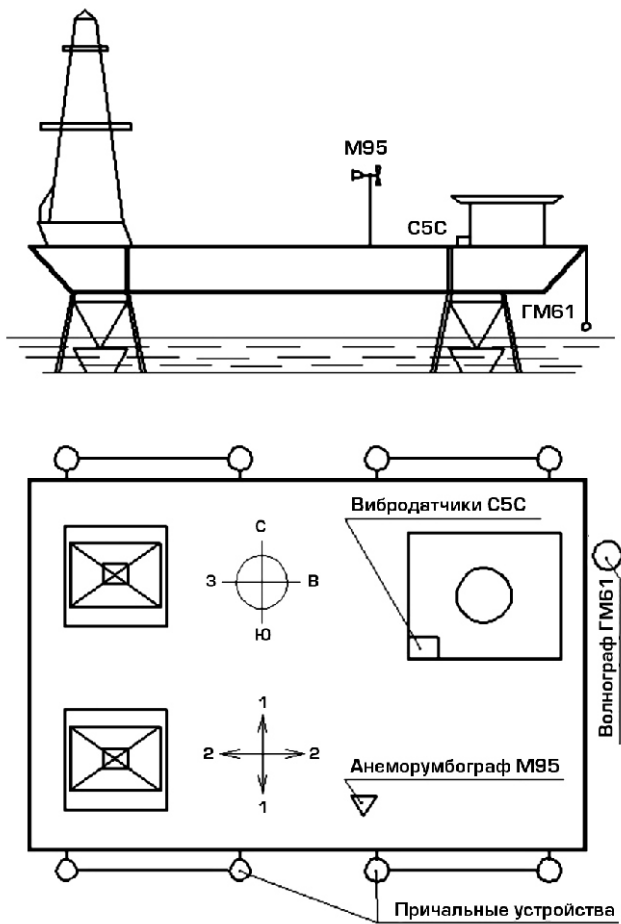


Рис. 1. Схема установки приборов на палубе ГМСП-3:
1-1 – измерения в направлении большей жесткости (С-Ю);
2-2 – то же, в направлении меньшей жесткости (З-В)

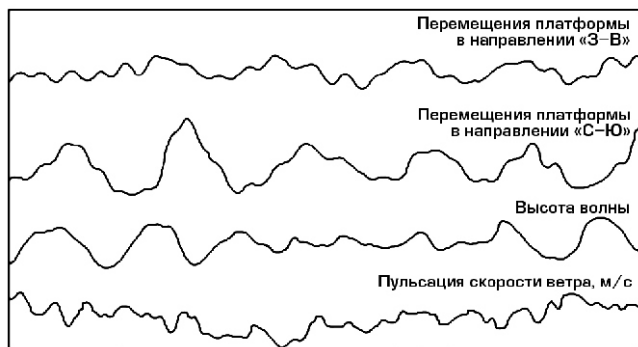


Рис. 2. Запись пульсации скорости ветра, высоты волны и колебаний платформы

метеорологических воздействий измерялись волнографом ГМ-61 и анеморумбографом М-49, установленным на высоте 10 м от поверхности палубы. Входные (волны и ветер) и выходные параметры (колебания платформы) регистрировались аналоговыми быстродействующими

самописцами НЗ38 (визуальные наблюдения за измеряемыми параметрами) и ЭВМ с аналого-цифровыми преобразователями (долговременная регистрация большого объема информации) [4, 5]. Наблюдения и регистрация гидрометеорологических воздействий и реакции на них сооружения выполнялись синхронно «непрерывно-кусочным методом» с различным интервалом времени, зависящим от интенсивности гидрометеорологических воздействий, и продолжительностью, достаточной для получения достоверной выборки, необходимой для статистической обработки результатов измерений. Колебания и квазистатические перемещения платформы измерялись при различных параметрах и величинах гидрометеорологических воздействий, включая штормовые (скорость и направление ветра, высота, направление, длина и период следования волн), а также технологических нагрузках (подъем и опускание бурового инструмента, причаливание и отчаливание от платформы судов). Измерения выполнялись в течение 40 суток, в специальном журнале фиксировалась общая картина состояния погодных условий и режим работы платформы.

На рис. 2 представлен в аналоговой форме фрагмент характерной записи пульсации скорости ветра, высоты волн и колебаний платформы ГМСП-3.

Для обработки результатов измерений разработана специализированная программа ЭВМ «СПЕКТР-2», выполняющая следующие основные вычислительные процедуры:

- ввод исходных данных в цифровой форме, оцифровка и ввод данных измерений в аналоговом виде, визуальный контроль правильности ввода на дисплее и исправление ошибочных значений;
- разбиение массива исходных данных на отдельные реализации, удаление линейного тренда из реализации;
- определение автоспектров входного и выходного (колебательного) процессов по методу быстрого преобразования Фурье;
- определение взаимного спектра, передаточной функции и функции когерентности двух колебательных процессов;
- сглаживание результатов спектрального анализа с помощью окна Ханна.

Одной из основных предпосылок, принимаемых при анализе случайного процесса, является стационарность, т.е. неизменность во времени характеристик (математического ожидания, дисперсии и др.). Очевидно, что для ветровых волн при продолжительном времени наблюдений ($T = 40$ сут) эти условия были нарушены: наблюдался штиль, который сменялся нарастанием шторма, затем шторм и т.д. Для примененного метода анализа, базирующегося на преобразовании Фурье, необходимо было выделить из общего массива зарегистрированных данных о колебаниях платформы при воздействии волн квазистатистические реализации, длина которых достаточно велика для получения статистически обоснованных результатов. При этом внешние условия (гидрометеорологические характеристики процесса) оставались бы постоянными. В соответствии с [6] для стационарного процесса средние характеристики, найденные усреднением по времени в пределах различных реализаций, должны совпадать друг с другом и с соответствующими средними, определенными путем усреднения по ансамблю реализаций в произвольный момент времени t . Учитывая это, статистически достоверные результаты о случайном стационарном (и квазистационарном) процессе получали путем накопления, обработки и усреднения достаточно большого массива информации.

Для определения автоспектров как ветровых волн, так и перемещений платформы из общего массива полученной измерительной информации по аналоговым записям этих процессов выбирались квазистационарные участки с продолжительностью регистрации $T = 204,8$ с при количестве точек для дискретного представления $N = 1024$. Из выбранного участка выделялась реализация с длительностью $T_1 = 51,2$ с ($N_1 = 256$ точек) с 50 %-м перекрытием.

Таким образом, каждый участок разбивался на 7 реализаций, результаты обработки которых усреднялись, 50 %-е перекрытие реализаций осуществлялось для улучшения условий применения окна Хана, необходимого для борьбы с потерями информации на границах выбранных реализаций.

Спектральный анализ волнового воздействия и колебаний ГМСП. Спектральный анализ случайных колебательных процессов (волнового процесса и динамических перемещений платформы) осуществлялся с целью:

- выявления характерных частот волнового воздействия на конструкции;
- получения собственных частот колебаний платформы, характеризующих резонансные свойства сооружения;
- исследований характера передачи нагрузок от волны к конструкции платформы;
- исследования распределения энергии колебаний платформы по частотам.

Таблица 1

Результаты спектрального анализа

Статистические характеристики воздействий				Динамические характеристики колебаний, Гц						
направл. ветра	скорость ветра, м/с	высота волны, м		основные гармоники автоспектров			основные гармоники взаим. спектров		макс. передат. функции систем	
		$H_{\text{ср.}}$	$H_{\text{макс.}}$	H волны, м	перем. палубы		волна-перем. палубы		волна-перем. палубы	
					«С-Ю»	«З-В»			«С-Ю»	«З-В»
«С-В»	22,7	2,3	5,4	0,136	0,097 0,117	0,117	0,136	0,097 0,136	0,097 0,566	0,058 0,566
«С»	22,2	1,9	4,7	0,117 0,136	0,117	0,117 0,527	0,136	0,117	0,097 0,566 0,683	0,527 0,585 0,702
«С»	16,7	1,0	2,2	0,117	0,117	0,117 0,527	0,117	0,117	0,625 0,781	0,527 0,605
«Ю»	21,1	1,4	3,7	0,136 0,195	0,117 0,156	0,136 0,156	0,136	0,117 0,156	0,585	0,585
«Ю-З»	24,0	0,9	2,2	0,175	0,175	0,175 0,195 0,546	0,175	0,180 0,195	0,546 0,585	0,585 0,708 0,781

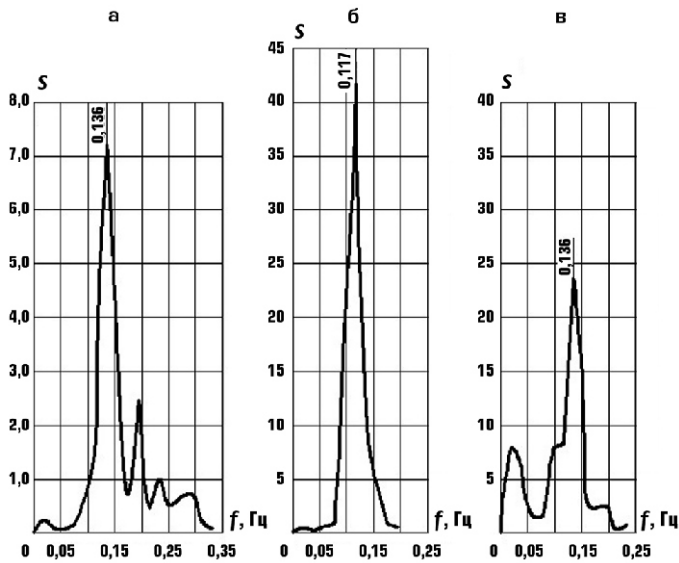


Рис. 3. Графики спектральной плотности:

а – волнового процесса; б, в – перемещений платформы в направлении «С-Ю» и «З-В» соответственно

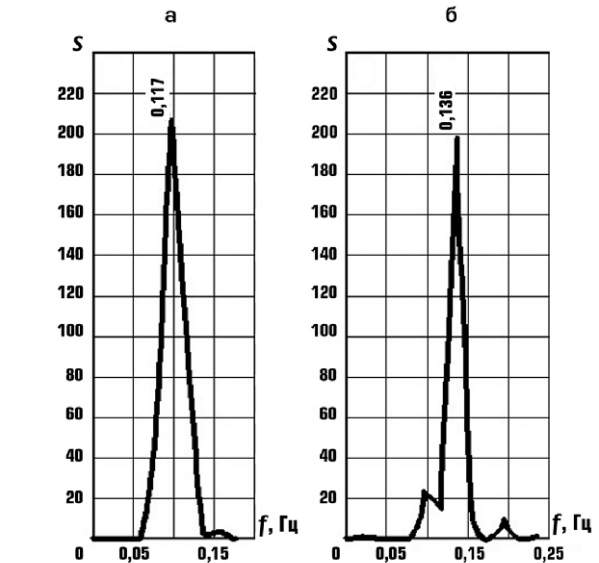


Рис. 4. Взаимная спектральная плотность платформы:

перемещения платформы в направлении «С-Ю» (а) и «З-В» (б)

Спектральный анализ полученных экспериментальных данных включал определение следующих зависимостей:

- автоспектра волнового воздействия;
- автоспектров горизонтальных колебаний платформы в двух взаимно перпендикулярных горизонтальных направлениях;
- взаимных спектральных функций возбуждающего воздействия (волна);
- функции когерентности для двух направлений колебаний, других зависимостей, необходимых для решения поставленной задачи.

Выборочные результаты спектрального анализа выполненных измерений приведены в табл. 1, характерные спектрограммы – на рис. 3, 4.

Автоспектр волнового воздействия, характеризующий распределение энергии волн по частотам, использовался для анализа ветровых волн как физического явления и определения динамических нагрузок на конструктивные элементы ГМСП-3. Полученные автоспектры показывают, что наибольшая энергия волнового воздействия приходится на частоту $f_{\max} = 0,136 \pm 0,02$ Гц, а 85–90 % энергии колебаний лежат в диапазоне 0,08–0,21 Гц. Отсюда можно сделать

вывод, что колебания уровня воды, воздействующей на платформу, близки к гармоническим с частотой $f_{\max}$. Некоторое рассеивание энергии в окрестности этой частоты связано со случайными параметрами рассматриваемого процесса, а также с погрешностями регистрации.

Автоспектры колебаний (динамических перемещений) платформы в направлении «Север-Юг»

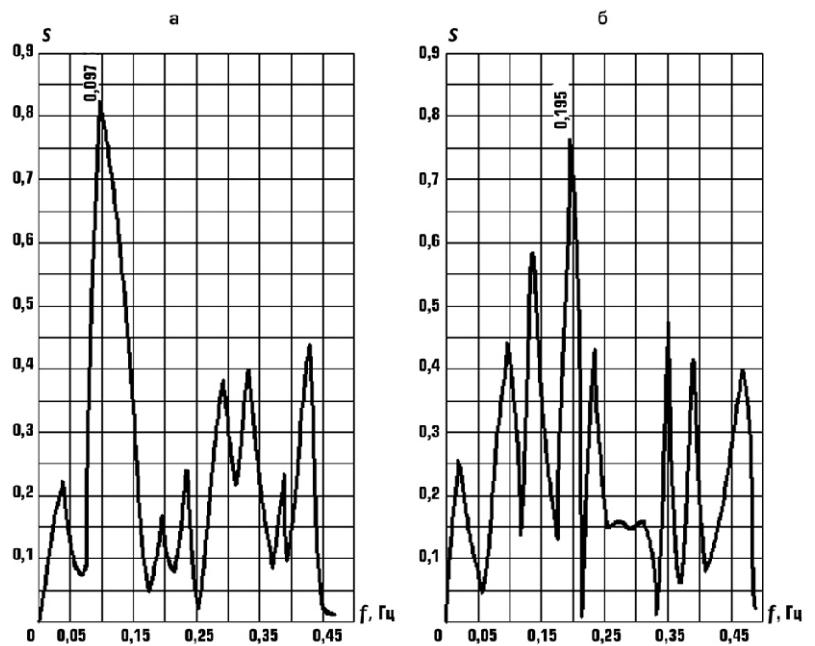


Рис. 5. Функция когерентности процессов:

волна-перемещения платформы в направлении «С-Ю» (а) и «З-В» (б)

показывают, что максимум энергии колебаний приходится на частоты $f_{\max}^{CЮ}$ 0,125–0,025 Гц, причем в диапазоне 0,1–0,15 Гц сосредоточено 60–70 % всей энергии. В направлении «Запад–Восток» автоспектры колебаний платформы практически аналогичны, максимум энергии приходится на частоту $f_{\max}^{ЗВ}$ 0,136–0,02 Гц. Отличие заключается в наличии на спектрограммах перемещений «Запад–Восток» колебаний с частотой f_1 0,53–0,02 Гц, которую можно отнести к первой собственной частоте колебаний конструкции. Энергия высокочастотных колебаний составляет около 10 % энергии низкочастотных колебаний. Появление низкочастотных составляющих в некоторых спектрограммах ($f = 0,04$ Гц) объясняется искажениями, имеющими место при переводе аналогового выходного сигнала сейсмографа в цифровой.

Взаимная спектральная функция, характеризующая частотный спектр выходного процесса (колебания платформы), порождаемая возбуждающим колебанием (волна), позволила отделить вынужденные колебания сооружения от собственных. Полученные результаты измерений показали, что собственные частоты колебаний ГМСП-3 в направлении «Север–Юг» (большая жесткость платформы) лежат в пределах 0,5–0,6 Гц. Сделать вывод о частоте собственных колебаний платформы в перпендикулярном

направлении оказалось затруднительным, поскольку в период проведения опытов наблюдалось в основном северное направление ветра. Полученная с помощью спектральных методов оценки собственная частота колебаний платформы практически совпадает с результатами анализа автоспектров при проведении измерений колебаний платформы при «импульсном» воздействии, причаливании к ней судна.

Взаимные спектральные функции – «волновое воздействие-перемещение «Север–Юг» и «волновое воздействие-перемещение «Запад–Восток» имеют практически идентичный вид: сильно выраженный максимум на частоте $f_{\max} = 0,136$ Гц, причем в диапазоне 0,117–0,156 Гц содержится 92–95 % энергии колебаний, т.е. можно сделать вывод, что частоты $f_{\max}^{CЮ}$ и $f_{\max}^{ЗВ}$ на автоспектрах колебаний ГМСП-3 порождены воздействием волн, а не являются собственными частотами колебаний конструкций. Это свидетельствует о том, что волновое воздействие вызывает в конструкции платформы колебания с частотой, равной основной частоте возбуждений. Результаты вычисленных с помощью программы «СПЕКТР-2» функции когерентности (рис. 5) позволили сделать вывод о возможности ее использования для анализа колебаний при исследованиях динамических характеристик морских сооружений.

(Окончание в следующем номере журнала)

- | | |
|---|--|
| <p>[1] Бреббиа К., Уокер С. Динамика морских сооружений. – Л.: «Судостроение», 1983.</p> <p>[2] Шульман З.А., Левитанский И.В. Основные положения методики натурных испытаний МСП. – Бюллетень строительной техники. – М., 1985.</p> <p>[3] Шульман З.А. Вопросы оснащения морских стационарных платформ системами натурных испытаний. – Тезисы докладов на первой Всесоюзной конференции «Комплексное освоение нефтегазовых ресурсов континентального шельфа СССР», 24–26 июня 1986 г., Часть 2. – М., 1986.</p> | <p>[4] Шульман З.А., Малов В.Ю., Фрейдин Ю.С. Натурные измерения колебаний МСП. – Сборник докладов Научно-технического совещания по надежности морских стационарных платформ, Симферополь, 1988.</p> <p>[5] Шульман З.А., Малов В.Ю., Фрейдин Ю.С. Экспериментальное определение колебаний МСП в натурных условиях. – Доклад на Всесоюзном научно-техническом совещании «Экспериментальные исследования и испытания строительных металлоконструкций». – Львов, 1987.</p> <p>[6] Бендат Дж., Пирсол А. Измерение и анализ случайных процессов. – М.: «Мир», 1974.</p> |
|---|--|

Надійшла 03.02.2010 р.

НАРУШЕНИЯ ПРАВИЛ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПРОМЗДАНИЙ – ОСНОВНАЯ ПРИЧИНА ИХ НЕДОЛГОВЕЧНОСТИ

Долговечность зданий и сооружений связана с соблюдением режима эксплуатации и своевременным проведением планово-предупредительных ремонтов. На территории СССР до 1997 г. действовало «Положение о проведении планово-предупредительного ремонта производственных зданий и сооружений», утвержденное постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1973 г. № 279. Существующие на предприятиях службы более-менее своевременно занимались ремонтом, следили за соблюдением режима эксплуатации зданий.

После 1990 г. нарушения правил эксплуатации стали носить систематический характер из-за отсутствия средств на ремонт, роста цен на теплоносители, резкого падения производственных мощностей. В связи с резким подорожанием газа многие предприятия отказались от отопления производственных корпусов. Отключение приточно-вытяжных систем стало обычной практикой. На кровлях некоторых промышленных предприятий создались благоприятные условия для роста трав и кустарников.

Строительные конструкции в ряде случаев частично теряли свою несущую способность, что могло привести к аварийной ситуации.

В мае 1997 г. было принято Постановление Кабинета Министров Украины № 409 «Об обеспечении надежности и безопасной эксплуатации зданий, сооружений и инженерных сетей», а в июле издан приказ Госкомградостроительства Украины, Госназдорхрантруда Украины и Госкомжилкоммунхоза Украины № 108/177/49 «О мероприятиях по выполнению Постановления Кабинета Министров Украины от 5 мая 1997 года № 409».

В дальнейшем во исполнение этих решений были разработаны «Правила обследования, оценки технического состояния и паспортизации производственных зданий и сооружений», распространяющиеся на существующие производственные и складские здания и сооружения различного назначения независимо от формы собственности.

Основные факторы, влияющие на долговечность зданий, которые следует изучать и оцени-



И.И. Маймула
заместитель председателя
правления ОАО «ДИОС» (г. Донецк)



И.А. Гончаренко
начальник отдела
специального проектирования
ОАО «ДИОС» (г. Донецк)

вать при обследовании, приведены в п. 1.6 указанных «Правил». Рассмотрим некоторые из них.

Опыт работы Донецкого института по проектированию организации шахтного строительства предприятий строительной индустрии (ОАО «ДИОС») по обследованию технического состояния зданий и сооружений на Полтавском, Северном ГОКах, ЦОФ Свердловская и др. позволяет сделать вывод о том, что следствием повышенного износа несущих и ограждающих конструкций зданий являются причины техногенного характера, к которым можно отнести следующие факторы.

Отсутствие приточно-вытяжных систем вентиляции и аспирации или их остановка на длительный период времени способствует скоплению больших количеств агрессивной пыли на металлоконструкциях фонарей, на строительных металлических конструкциях, на опорных поверхностях и базах колонн. Зачастую из-за продавливания дождевых вод через кровлю, а также из-за повышенной влажности воздуха рабочей зоны происходит замокание конструкций и увлажнение скоплений пыли.

Водная вытяжка из отложений пыли имеет слабокислую или щелочную реакцию ($pH = 5,3 \dots 9,4$). Отложения пыли при увлажнении способствуют развитию растительности и микроорганизмов, а также биохимических, химических и электрохимических процессов.

Под слоем увлажненной пыли на металлических поверхностях строительных конструкций наблюдается разрушение окрасочных защитных слоев и коррозия стали.

Зачастую физические параметры воздуха рабочей зоны (температура, влажность, агрессивность) отличаются от проектных и, следовательно, защиту строительных конструкций от агрессивных сред следует выполнять, исходя из выявленных фактических параметров эксплуатационных сред в соответствии с требованиями СНИП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии».

Выход из строя водоприемных систем и оборудования при мокрой уборке дробильно-обогачительных фабрик (ДОФ) оказывает еще более пагубное влияние на строительные конструкции. При мокрой (шланговой) уборке агрессивной пыли с перекрытий здания потоки грязной воды ручьями стекают по несущим монолитным железобетонным конструкциям колонн и металлоконструкциям связей.

Мокрая пыль заполняет многочисленные поры и трещины в бетоне, накапливается в узлах связей, в опорных частях технологических площадок, металлоконструкций и воздуховодов, вызывая повышенный износ закладных деталей колонн, коррозию распределительной и рабочей арматуры, разрушение защитного слоя бетона.

Основным фактором защиты рабочей арматуры от коррозии является наличие в бетоне щелочной среды ($pH = 12-13$). На обогачительных угольных фабриках, где порода и уголь содержат серосодержащие соединения, скорость нейтрализации щелочной среды защитного слоя в условиях повышенной влажности может достигать 4 мм в год. Постоянная агрессивная воздушная среда (в воздухе рабочей зоны присутствует окись углерода и углекислый газ, сернистый газ, серный ангидрид и другие соединения) способствует химической и электрохимической коррозии металлоконструкций.

Отсутствие отопления в крупных промышленных пролетах с внутренней системой отведения дождевых стоков вызывает постоянное изменение температурно-влажностного режима внутри помещений и в ограждающих строительных конструкциях.

Дождевая, талая вода и конденсационное увлажнение с постоянными знакопеременными

температурными режимами работы конструкций приводят к активному разрушению защитного слоя бетона и кирпичной кладки наружных стен.

Чрезвычайно опасным является зимне-весенний период года, когда при положительных дневных температурах начинает таять снег на кровлях, внутренние системы водоотведения и водоприемные воронки заполняются льдом, енды переполняются талой водой, замерзающей по ночам при понижении температуры ниже 0°C . Происходит послойное нарастание снежно-ледяных масс, иногда превосходящих предельно допустимые нагрузки, что может стать причиной обрушения конструкций покрытия.

В холодных неотапливаемых цехах лед в водоотводящих трубах тает значительно медленнее снежно-ледяных масс на крышах промзданий. При активном таянии талые воды и атмосферные осадки прокладывают себе путь через рулонные кровли и по наружным стенам промзданий.

Слабоминерализованные воды вызывают выщелачивание извести из цемента, на увлажняемых поверхностях под воздействием периодических изменений, температурно-влажностных состояний возникают термические и усадочные напряжения, появляются трещины.

В сочетании с воздействиями агрессивных факторов воздуха рабочей зоны периодические заморозки и промерзания повышают скорость разрушения защитного слоя бетона и коррозию рабочей арматуры стенового ограждения.

Основным видом кровель обследуемых зданий являются рулонные из рубероида на битумной мастике. Зачастую ремонт таких кровель проводится нерегулярно и некачественно (выполняется «латочный» ремонт, не снимаются до растворной стяжки отслужившие слои рубероида). Под воздействием инфракрасного излучения солнца, агрессивной атмосферой влаги, попеременного воздействия тепла и влаги из битума улетучиваются легкие фракции, битум становится хрупким, появляются трещины в картонной основе кровельного покрытия. В трещины забивается пыль, микроорганизмы и семена растений завершают процесс разрушения рулонного ковра.

В весенне-летний период наблюдается продавливание воды через рулонный ковер, заморозка утеплителя и строительных конструкций, активизируются процессы всех видов коррозии.



Рис. 1. Разрушение нижней поверхности плиты покрытия с оголением и разрывом арматуры в продольных ребрах



Рис. 2. Вертикальная трещина шириной до 15 мм, переходящая в полку предварительно напряженной плиты покрытия



Рис. 3. Вертикальная трещина шириной до 1,5 мм на боковой поверхности балки перекрытия

Так, например на предприятии ОП ЦОФ «Свердловская» ГП «Свердловантрацит», где кровля здания Главного корпуса не ремонтировалась почти 30 лет, в результате протечек воды сквозь толщу конструкции совмещенного покрытия было обнаружено много повреждений с различной категорией технического состояния железобетонных конструкций покрытия. До критического состояния разрушилась нижняя поверхность плиты покрытия с оголением и разрывом арматуры в продольных ребрах (рис. 1), образовалась вертикальная трещина шириной до 15 мм, переходящая в полку предварительно напряженной плиты покрытия (рис. 2).

Процесс разрушения бетонных и железобетонных конструкций сложен, так как он зависит от многих физико-химических и механических процессов, имеющих переменный характер.

В первом случае разрушаются бетон и железобетон в условиях агрессивной среды и образуется коррозия, которая в бетонных конструкциях в зависимости от основных признаков разрушения подразделяется на три вида: выщелачивание извести из цемента; кислотное разрушение; сульфатная коррозия или кристаллизационное разрушение.

В железобетонных конструкциях коррозия может протекать как в бетоне, так и в арматуре.

Физико-механические разрушения бетонных конструкций происходят также вследствие замораживания и оттаивания влаги в них, расклинивающего действия пролитых на бетон масел и смазок кристаллизации солей при увлажнении конструкций минерализованными водами, последующего испарения влаги со свободной поверхности конструкций, а также при механических внешних воздействиях.

Скорость коррозии и разрушения возрастает при одновременном воздействии на конструкцию физико-химических и физико-механических факторов.

Предупреждение коррозии и разрушения бетонных и железобетонных конструкций, широко применяемых в строительстве, особенно при возведении ответственных и уникальных зданий и сооружений (повышенной этажности, гидротехнические сооружения и др.), является весьма актуальной задачей. Правильная защита конструкций от коррозии и своевременное восстановление защитных покрытий существенно сказывается на экономике строительства и эксп-

луатації зданий и сооружений. Поэтому изучение процессов коррозии и разрушения бетонных и железобетонных конструкций в различных условиях эксплуатации, выбор и осуществление рациональных методов защиты имеют очень большое значение для повышения стойкости и долговечности конструкций и зданий в целом.

Факторы, влияющие на коррозию бетонных и железобетонных конструкций, делятся на две группы.

К *первой* относятся факторы, связанные со свойствами внешней среды; ко *второй* – со свойствами материалов и конструкций.

Затвердевший цементный камень представляет собой микроскопически неоднородную систему, состоящую из гелеобразной массы кристаллических образований, негидратированных зерен цемента, а также пор, капилляров и других пустот. Структура бетона зависит от особенностей твердения вяжущего, ее надо знать для оценки коррозионной стойкости бетона.

Для прочности, плотности и стойкости бетонных конструкций имеет также значение количество воды и цемента: чем меньше воды при данном расходе цемента, тем выше прочность и плотность бетона. Увеличение водоцементного отношения повышает проницаемость бетона и, следовательно, снижает его стойкость при воздействии агрессивной среды. Поэтому количество воды, используемой для затворения бетона, играет весьма существенную роль в обеспечении плотности и непроницаемости бетона, т.е. в повышении устойчивости его в агрессивной среде.

При оценивании опасности коррозии бетонных и железобетонных конструкций необходимо знать характеристики бетона: плотность, пористость, количество пустот. При контроле качества строительства эти характеристики должны быть в центре внимания технического надзора и эксплуатационной службы.

Несоответствие толщины и материала стеновых ограждений требованиям ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель». Недостаточная толщина стен вызывает появление конденсационной и капиллярной влаги в материале стен (кирпич, ячеистый бетон, керамзитобетон). Зачастую в разрушительную работу включает-

ся атмосферная влага, водяные пары из воздуха помещений, агрессивные газы и пыль атмосферы.

Наиболее подвержены разрушению стены из кирпича и ячеистого бетона. Разрушение кирпичных стен в результате конденсационного увлажнения, как правило, происходит с наружной стороны. Кирпич теряет сцепление с раствором по всей толщине. Иногда наблюдаются вывалы кирпича на значительных площадях. При использовании ячеистобетонных панелей происходит расслаивание материала в вертикальной плоскости. Глубина отслоения достигает 10–12 см.

Начинаются разрушения обычно с карнизной части зданий, где наиболее заметно суммарное воздействие указанных выше факторов. Конденсационное увлажнение происходит медленно, иногда появляется на внутренней поверхности стен, а затем распространяется по всей толщине – начинается процесс деградации стенового материала. Первые признаки разрушения кладки стен появляются через 15–40 лет при нормальной эксплуатации, при длительном увлажнении дождевыми и талыми водами – через 5–8 лет. Насыщение стен конденсационной и атмосферной влагой снижает сопротивление теплопередаче на 6–10 %, наблюдается процесс воздухопроницаемости стен.

При текущих и капитальных ремонтах ограждающих конструкций промзданий особое внимание следует уделять вопросам утепления и гидроизоляции стен в сочетании с использованием автоматизированной приточно-вытяжной вентиляции.

Нагрузка на перекрытия промзданий во время текущих ремонтов сверх нормативных значений – явление, к сожалению, нередкое. Во время капитальных ремонтов тяжелого технологического оборудования на свободных площадках первого этажа и на перекрытиях складывается листовая и сортовой прокат, приводы дробилок и ленточных конвейеров, транспортерная лента и прочее в количествах, значительно превосходящих нормативные нагрузки на 1 м² пола. Иногда указанное оборудование и материалы доставляются к месту производства работ тяжелыми автопогрузчиками и даже внедорожниками грузоподъемностью 25 тонн.

Следствием таких действий являются поперечные трещины в продольных ребрах плит перекрытий, а также в монолитных железобетонных балках (рис. 3).

Наличие других техногенных факторов усиливает влияние прямого разрушающего воздействия на строительные конструкции здания.

В результате слоевой и язвенной коррозии уменьшается поперечное сечение рабочей арматуры. При снижении поперечного сечения арматуры до 10 % при толщине защитного слоя 15–20 мм в средней трети пролета плит, как правило, в несущих ребрах вдоль стержней арматуры, возникают трещины шириной раскрытия до 1,5 мм. По мере развития коррозии и увеличения слоя ее продуктов трещины раскрываются по всей длине плит. Одновременно с этими процессами в ребрах и полках плит возникают многочисленные трещины, а затем отслоения и отколы защитного слоя бетона. Наступают более ранние сроки нейтрализации защитного слоя бетона.

Выводы.

1. Для предупреждения разрушения конструкций техногенного характера необходимо проводить исследования техногенных изменений окружающей среды; химического состава грунтовых вод; вводов, выпусков, состояния инженерных сетей и воздушной среды в постройке (сооружении) и вокруг нее (температура, влаж-

ность, воздухообмен, химический состав воздуха); правильности эксплуатации и технического состояния теплотехнических, сантехнических и вентиляционных систем и оборудования, а также вести строгий контроль на всех уровнях за соблюдением режима эксплуатации зданий и сооружений.

2. Диагностику технического состояния зданий и сооружений следует осуществлять путем сочетания взаимосвязанных и взаимодополняющих обследовательских, расчетных и аналитических процедур, включающих обследование сред и систем, оказывающих влияние техногенного характера на строительные конструкции.

3. По итогам обследования принимать обязательные и своевременные меры по ремонту и правильной эксплуатации отдельных конструктивных элементов и инженерных систем (отопления, вентиляции, аспирации, водоотведения, гидроборки и пр.) зданий и сооружений.

4. Организации, производящие визуальное и детальное обследование строительных конструкций, должны разрабатывать рекомендации по их усилению с приложением расчетов и чертежей, тем самым продлевая срок эксплуатации строения, а также указывать на причины, вызывающие быстрый износ конструкций.

Надійшла 21.01.2008 р.

ДО УВАГИ ПРОЕКТУВАЛЬНИКІВ ! ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» розробляються проекти наступних нормативних документів:

- ✓ **ДСТУ-Н EN 1991-1-1:20XX**
«Навантаження на споруди. Основні навантаження. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження»
- ✓ **ДСТУ-Н EN 1991-1-3:20XX**
«Навантаження на споруди. Основні навантаження. Снігові навантаження»
- ✓ **ДСТУ-Н EN 1991-1-4:20XX**
«Навантаження на споруди. Основні навантаження. Вітрові навантаження»
- ✓ **ДСТУ-Н EN 1991-1-7:20XX**
«Навантаження на споруди. Основні навантаження. Особливі динамічні впливи»
- ✓ **ДСТУ-Н EN 1993-1-1:20XX**
«Проектування сталевих конструкцій. Основні положення. Загальні правила проектування»
- ✓ **ДСТУ на основі Міждержавного стандарту ГОСТ 31385-2008**
«Резервуары вертикальные цилиндрические стальные для нефти и нефтепродуктов»
- ✓ **ДСТУ-Н EN 1999-1-1:20XX**
«Проектування алюмінієвих конструкцій. Основні положення. Загальні правила проектування»

Телефон для довідок (044) 543-97-40

СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Со второй половины XX-го века в связи с созданием высокопрочных водостойких клееных составов начали стремительно развиваться деревянные клееные конструкции (ДКК). Несмотря на то, что исходным материалом для их создания являются пиломатериалы, клееную древесину можно считать пластиком, созданным на древесной основе, с некоторыми отличиями по механическим и физическим свойствам от природной цельной древесины. Достоинством ДКК является возможность создавать индустриальные конструкции практически любых размеров и форм. По своей удельной прочности древесина конкурирует только с металлом, что дает возможность перекрывать пролеты более 100 м при низких нагрузках на опоры и фундаменты. Сроки эксплуатации складов химреагентов из ДКК в несколько раз больше, а расходы значительно ниже, чем у традиционных конструкций – стальных и железобетонных. Радиопрозрачность, магнитная проницаемость, стойкость к агрессивным средам, высокая огнестойкость деревянных элементов больших сечений при соответствующей обработке, низкая теплопроводность, высокие экологические и эстетические качества, а также долговечность при правильной эксплуатации делают конструкции из ДКК конкурентоспособными и весьма привлекательными.

Мировой объем годового производства клееных деревянных конструкций к началу 2007 г. превышал 4,5 млн. м³. Постсоветское пространство производит около 2 % мирового вала ДКК. Североамериканские и западноевропейские нормы, как и отечественные, базировались, в основном, на исследованиях цельной природной древесины. Вносились лишь отдельные пункты, включающие расчетные данные по клееной древесине, а также некоторые рекомендации по технологии ее изготовления. В мировой практике строительства ДКК используются около сорока лет. Такой незначительный период изучения поведения клееных деревянных конструкций в процессе эксплуатации не позволяет выявить все резервы их несущей способности. Однако предварительные выводы относительно работы как с традиционными, так и уникальными ДКК свидетельствуют об их высоких эксплуатацион-



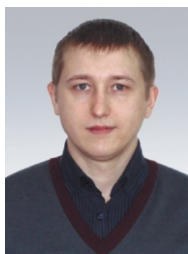
В.В. Фурсов

профессор кафедры металлических и деревянных конструкций ХГТУСА, д.т.н., профессор



Н.Н. Ковлев

инженер, ассистент кафедры металлических и деревянных конструкций ХГТУСА



А.Ю. Васильев

ассистент кафедры металлических и деревянных конструкций ХГТУСА

ных свойствах. В принципе нормирование должно касаться, в основном, конструкций массового применения, создание уникальных сооружений требует качественно другого подхода и научного сопровождения любого уникального здания или сооружения на протяжении всего его жизненного цикла.

Сооружения из клееных деревянных конструкций были широко представлены на выставке ЕХРО-2000 в Ганновере, на которой прослеживалась общая тенденция в виде комбинаций различных материалов: сталь – железобетон – стекло; дерево – сталь – стекло, причем в качестве преобладающих можно назвать древесину, алюминий и сталь. Такое направление наиболее характерно для развитых стран Западной Европы. Так, главный павильон выставки, так называемая «еврокрыша», был выполнен под руководством Т. Герцога в виде гиперболической деревянной оболочки пролетом около 50 м, установленной на пирамидальные башни высотой свыше 20 м (рис. 1), павильон Германии – с фермами «рыбкообразной» формы из клееной древесины пролетом 85,55 м и стальными стойками – архитектурная мастерская Вунд (рис. 2).



Рис. 1. Главный павильон («еврокрыша»)

Стены павильона имеют вогнутую форму со сплошным остеклением.

Павильон «надежды» имеет форму кита с ребрами в виде арок из клееной древесины и массивным стальным хвостом – фирма Бухалла и партнеры (рис. 3). Он окружен водой и в нижних

этажах через иллюминаторы посетители могут ознакомиться с морской фауной. С помощью древесины решены также японский, венгерский и швейцарский павильоны. Японский павильон (рис. 4) с цилиндрическим покрытием сетчатой конструкции из картонных труб с деревянными элементами связей разработан архитектором Шигеру Баном при участии известного специалиста Отто Фрея. Павильоны Швейцарии (рис. 5) и особенно Венгрии (рис. 6) в форме двух ладоней, протянутых к небу и перекрытых тентом, подчеркивают возможности клееной древесины.

Павильон Нидерландов демонстрирует важность сохранения природного ландшафта при возведении современных сооружений (рис. 7). Большинство зданий отделаны древесиной и пластиком на древесной основе.

С использованием древесины и стекла выполнено здание академии климатологии в Герне-Зодингене (Вестфалия) (рис. 8) – архитектурная мастерская Йорга.

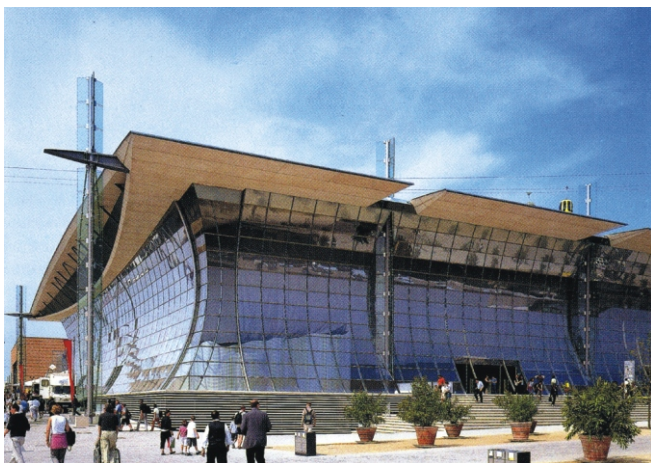


Рис. 2. Германский павильон

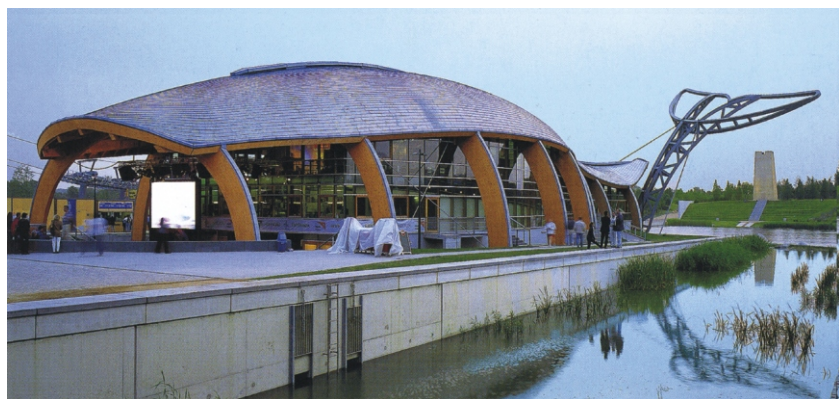
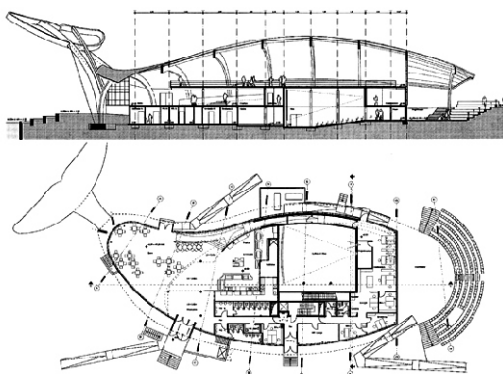
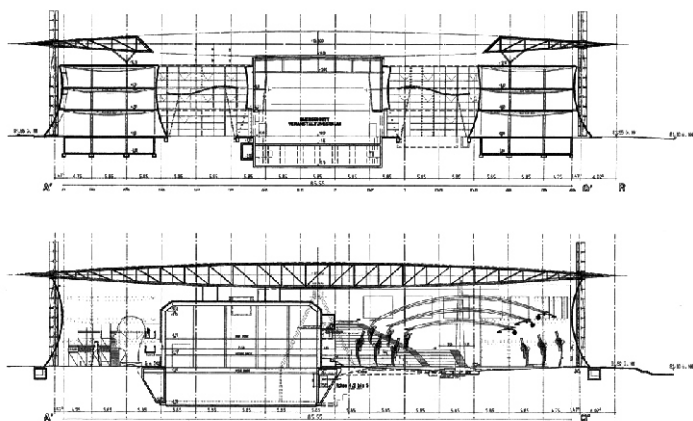


Рис. 3. Павильон «надежды»



Рис. 4. Павильон Японії



Рис. 5. Павильон Швейцарії



Рис. 6.
Павильон Венгрії



Рис. 7.
Павильон Нідерландів



Рис. 8. Академія кліматології в Вестфалії

Покриття здания решено с помощью неразрезных деревянных ферм, шарнирно опертых на деревянные стойки круглого сечения.

Деревянный бум в европейской практике свидетельствует о стремлении жить и работать в экологически чистых и комфортных зданиях.



Рис. 9. Дворец спорта в Архангельске



Как известно, Западная Европа не располагает значительными запасами строительного леса, а большинство государств относятся к безлесным странам. Для изготовления ДКК используется импортная древесина, поставляемая из Скандинавии либо России. Страны с ограниченными лесными запасами, к которым относятся Австрия, Словакия, Польша и Украина, могут использовать не только импортную, но и собственную древесину. Например Польша отказалась от импорта древесины и использует собственные лесные запасы. Применяя для изготовления ДКК сортаменты меньших диаметров, что снижает при изготовлении ширину клееных поперечных сечений, польские специалисты либо уменьшают шаг несущих конструкций до 4 м, либо устанавливают рядом два несущих элемента, как это делалось в свое время при возведении ледового дворца в Твери (СССР). Уменьшение шага несущих ДКК дает в отдельных случаях возможность отказаться от установки прогонов. Перечислить все уникальные объекты, построенные за последние годы в североамериканских странах, в Европе и на постсоветском пространстве, невозможно. Однако следует отметить, что целый ряд крупных спортивных объектов, возведение которых было приурочено к мировым спортивным форумам, также построены с использованием ДКК и успешно эксплуатируются (Берн, Нагано, Лейк-Плсид, Лиллехаммер и многие другие).

Производство клееных конструкций в СССР началось в 70-е годы прошлого столетия. До 1985 г. наблюдался его подъем, а затем и спад до 1995 г. [3]. В период подъема были построены такие уникальные объекты, как ледовый дворец



Рис. 10. Конно-спортивный манеж в Каунасе

в Архангельске (1980 г., рис. 9), выполненный из клееных арок пролетом 63 м, конно-спортивный манеж в Каунасе (рис. 10) и рынок в Архангельске, решенные с помощью трехшарнирных арок треугольного очертания, а также рынок в Волоколамске, выполненный в виде ребристого купола пролетом 24 м (рис. 11), плавательный бассейн в Пушкино (рис. 12) и др. В этих объектах применены арочные конструкции кругового очертания, являющиеся для ДКК наиболее эффективными, технологичными и экономичными. После распада СССР производство клееных конструкций было сведено до минимума, а исследовательские работы практически свернуты.

Россия располагает уникальной сырьевой базой для широкого использования ДКК. Однако их применение тормозится давно сложившимися стереотипами, связанными с традиционными материалами: сталью, кирпичом и желе-



Рис. 11. Рынки в Архангельске и Волоколамске

зобетоном. Нормативная, а в особенности проектная базы оставляют желать лучшего. Первая катастрофически устарела [1], а вторая решает вопросы проектирования простейших крыш с наслонными стропилами, дачных домиков и саун.

Проектированием уникальных большепролетных сооружений в России занимается только лаборатория деревянных конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко под руководством д.т.н. С.Б. Турковского, а также одно бюро в республике Беларусь, в Украине подобные бюро вообще отсутствуют.

Подготовка специалистов в строительных вузах Украины в области деревянных конструкций не отвечает современным требованиям. Что касается производственной базы, то в России, пусть не на самом современном оборудовании, но работают около 20 заводов по производству ДКК мощностью 12000–15000 м³ в год каждый. Крупные предприятия на Дальнем Востоке и Сибири инвестируются почти на 100 % иностранным капиталом и ориентированы в основном на экспорт, в первую очередь в Японию [2]. Существующие мощности могут обеспечить изготовление около 250 тыс. м³ ДКК. Изготавливается примерно 200 тыс. м³, а на экспорт отправляется 125 тыс. м³. Из-за мелкооптового производства, неразвитости рынка, устаревшего



Рис. 12. Бассейн в Пушкино

оборудования стоимость российских ДКК примерно на 15 % выше, чем в Западной Европе.

В Украине существуют два маломощных завода ДКК: в городах Коростышеве и Калуше, решающих большей частью локальные региональные проблемы.

В последние годы в России произошел резкий рывок в развитии конструкций из клееной древесины. На протяжении 10 лет только лабораторией С.Б. Турковского было запроектировано и построено около 100 зданий и сооружений из ДКК. Среди них можно выделить вантовую крышу крытого ледового стадиона в Крылатском (рис. 13), где применены комбинированные конструкции из рыбообразных деревянных ферм с клееным верхним поясом, стальной решеткой и стальными опорами.

Арочные конструкции стрельчатого очертания использованы в конструкциях складов соли, прирельсового склада в Санкт-Петербурге (рис. 14), где применена рамная конструкция с наклонными стойками в виде «летающей тарелки».

Поскольку антигололедные реагенты агрессивны к строительным материалам, применение древесины в сооружениях такого типа является наиболее эффективным.

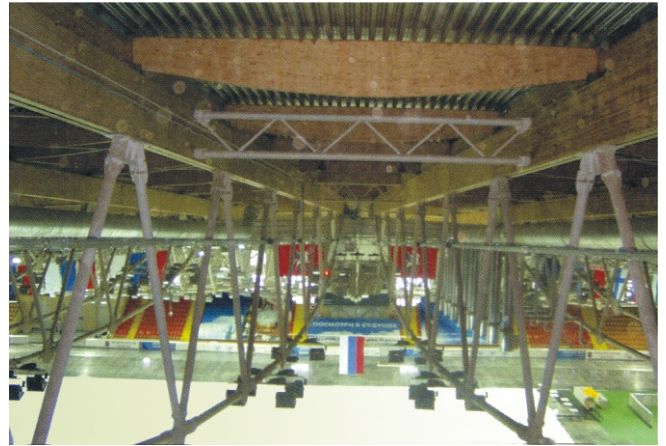


Рис. 13. Конькобежный дворец в Крылатском



Рис. 14. Склады в Санкт-Петербурге и Москве



Рис. 15. Реконструкция покрытия манежа



Рис. 16. Пешеходный переход через МКАД

При восстановлении после пожара на Манежной площади была сохранена геометрия покрытия, построенного в 1817 г. Бетанкуром, однако конструктивное решение реализовано по проекту ЦНИИСКА на современном уровне (рис. 15) с использованием клееной древесины.

Весьма интересны инженерные решения мостового перехода через МКАД в районе 102 км (рис. 16) с использованием ДКК даже для растянутых элементов, каковыми являются пе-

ревернутые арки, выполненные на соединениях с помощью стальных вклеенных арматурных стержней.

Во время пожара, происшедшего в аквапарке в Мытищах, деревянные клееные фермы сопротивлялись огню свыше 4-х часов, что само по себе не может не вызывать удивления.

Одним из немногих уникальных сооружений, выполненных из ДКК в Украине, является система полеобразования и окончное устрой-



Рис. 17. Аквапарк в Мытищах

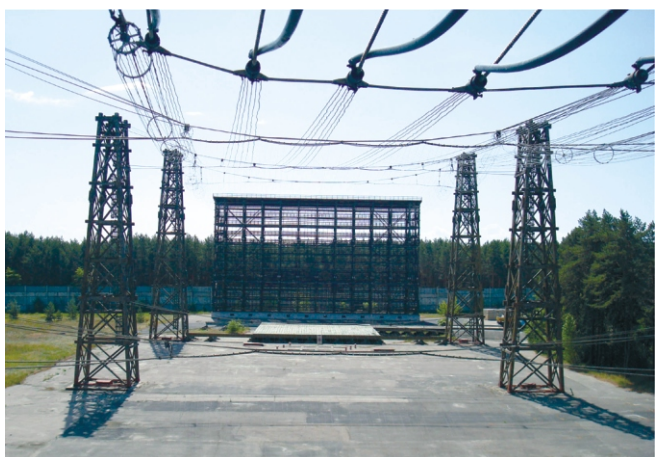


Рис. 18. ГИИТ под Харьковом

ство изоляционных несущих конструкций электрофизического комплекса ГИИТ-12-30 (рис. 18), расположенного под Харьковом [5]. Выполненные из ДКК в виде башен и рамных систем высотой до 40 м, они работают в условиях мощного электрического удара (до 10000 А и 5 млн. В). Подобные условия эксплуатации исключают возможность применения традиционных строительных материалов (стали и железобетона). В 2001 г. комплекс ГИИТ-12-30 получил статус национального достояния.

Выводы. ДКК является высокотехнологичным внесезонным материалом, обладающим высокой прочностью, малым весом, изоляционными свойствами, долговечностью при условии специальной обработки, стойкостью к агрессив-

ным средам, магнитной проницаемостью, радиопрозрачностью.

Использование ДКК экономически выгодно. В большепролетных зданиях при их применении стоимость покрытий уменьшается на 10–30 %, общая стоимость проектирования и строительства – на 15–25 %, стоимость эксплуатации на 20–70 % ниже по сравнению со стальными и железобетонными [2].

Применять ДКК можно для различных зданий общественного (спортивные арены, аквапарки, выставочные центры, магазины) и сельскохозяйственного назначения, складских помещений, мостов, а также при возведении малоэтажного жилья.

ДКК также весьма эффективны при реконструкции, устройстве мансард, интерьеров.

- [1] СНиП 11-25-80 Деревянные конструкции. Нормы проектирования.
- [2] Материалы конференции «Деревянное домостроение» РАДеКК и холдинг МВК. – М., 2005 г.
- [3] Л.М. Ковальчук. Производство деревянных клееных конструкций. – М., 2005 г., 335 с.
- [4] Architektur Jahrbuch 2000. Munchen – London – New York. 2001. 191s.
- [5] Фурсов В.В., Ковлев Н.Н. Безметалльные изоляционные конструкции электрофизических установок. // Металлоконструкции: взгляд в прошлое и будущее. Сб. докладов – К., 2004, т. 2 – С. 167–173.

Надійшла 26.08.2008 р.

УСТРАНЕНИЕ МЕТОДОЛОГИЧЕСКОГО ДИССОНАНСА В РАСЧЕТЕ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА ИЗГИБ СО СЖАТИЕМ

Для проектирования деревянных конструкций в СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции» предлагается методика для расчета сжато-изогнутых элементов, к которой имеется серьезная претензия с методологической позиции. Речь идет о расчете элементов с определением коэффициента по формуле (30) СНиП при любой их гибкости. В [1] обосновано отношение к расчету с точки зрения феноменологического подхода к интерпретации физического явления – работы сжато-изогнутых элементов – математической формулой. В [2] предлагается заменить лишенный физического содержания расчет на точный, адекватно отражающий рассматриваемое физическое явление, или сохранить в нормах проектирования расчет с его корректировкой для того, чтобы избежать в нем нежелательной методологической неточности. Учитывая важность и ответственность решения о внесении изменения в одно из основных нормативных положений расчета сжато-изогнутых элементов, приводится обоснование этого решения.

На протяжении семидесяти лет в нормативной и учебной литературе коэффициент определяется по формуле

$$1 \left[\left(\frac{z}{\Phi} \right) \left(N / R_c A_{\text{ср}} \right) \right].$$

Величина Φ для условной в то время древесины с временным сопротивлением сжатия вдоль волокон $R_{\text{ср}}^u = 330 \text{ кг/см}^2$ сохраняется неизменной и сейчас, когда СНиП дает по три сорта как цельной, так и клееной древесины, а пособие к СНиП – различные для них значения временного сопротивления $R_{\text{ср}}$ от 20 до 34,5 МПа. Различие в величине параметра Φ для разных сортов древесины существенное. Это первое замечание, касающееся неточности определения коэффициента для разных элементов, работающих на сжатие с изгибом. Такая неточность не вызывает серьезной методологической претензии, но она нежелательна. Справедливо утверждение о том, что нельзя все положения расчетов,



В.З. Клименко

профессор кафедры металлических и деревянных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры, к.т.н., профессор

разработанные ранее для конструкций из цельной условной древесины, механически перенести на современные конструкции, особенно из клееной древесины.

Гораздо серьезнее является вопрос приемлемости вычисления коэффициента для некоторой группы элементов, работающих на сжатие с изгибом, для которых это математическое решение не отвечает физическому явлению, происходящему в элементах. В этом случае действующая методика расчета входит в противоречие с одной фундаментальной основой расчета строительных конструкций. Философия физики понимает под термином «основы» фундаментальные законы, на которых покоятся все здания физики¹. Формулы расчета строительных элементов – это математическая формализация физических явлений, происходящих в них. Если следовать логике физического явления, то математическая формализация изучаемого явления должна быть логически безупречной. Это обязательное единение работы некоторых реальных элементов, работающих на сжатие с изгибом, с математической её интерпретацией в методике их расчета отсутствует. Тщетно найти это единение, когда на конкретное физическое явление – работу элементов на сжатие с изгибом – наложено виртуальное решение для стержня, который физически не может существовать.

В методе расчета по допускаемым напряжениям коэффициент находился с учетом коэффициента запаса k_3 , на который умножалась N (продольное усилие) для получения разрушаю-

1 Л.Д. Ландау, А.И. Китайгородский. Физика для всех. Кн. 1. Физические тела. М.: Наука. 1982

щей продольной силы. Формула, аналогичная формуле (30) СНиП II-25-80, была получена следующим образом:

$$\frac{1}{N_{\text{з}}^{kp}} = \frac{1}{\frac{k_3}{\sigma_p} \frac{A}{\sigma}} = \frac{1}{\sigma} \frac{\sigma_p}{k_3} \quad (1)$$

$$\frac{1}{\sigma} = \frac{1}{\left[\frac{\sigma}{\sigma_p} \right]} = \frac{1}{\sigma_p} \frac{N}{A \left[\frac{\sigma}{\sigma_p} \right]}.$$

С переходом на метод расчета по предельным состояниям имеем формулу, в которой $3000/\sigma_p^2$ вычисляется при любой гибкости элементов и оказывается в расчетах некоторой группы элементов больше единицы. Именно в этом состоит противоречие между действующей методикой расчета и одним из основополагающих положений, заключающемся в том, что коэффициент устойчивости не может превышать единицы.

Расчет сжато-изогнутых стержней по деформированной схеме с вычислением коэффициента по формулам (1) и (30) СНиП не получил убедительного, аргументированного объяснения тому, что коэффициент продольного изгиба может быть больше единицы. Объяснения этому быть не может, поскольку такого физического явления не существует.

Эта методика расчета распространяется как на сжато-изогнутые, так и на внецентренно сжатые стержни при том, что напряженно-деформированные состояния этих стержней различны, т.е. в них происходят несхожие физические явления.

Обращаясь к философии физики, можно привести слова Л. Ландау: «Если теория всё объясняет – она никуда не годится». В исследовании физического явления надо следовать логике явления, а не истории его развития. Это утверждение можно применить и к рассматриваемой методике расчета.

Качественные зависимости коэффициентов устойчивости показаны на рис. 1: сплошные линии для сжато-изогнутых стержней при различных параметрах n ; штриховые – для внецентренно сжатых стержней с различными относительными эксцентриситетами e ($n = ql/N$ и в них отражена взаимосвязь между внешней нагрузкой и продольной силой; $e = M/N$).

При больших гибкостях стержней разницы между графиками для сжато-изогнутых и внецентренно сжатых стержней практически нет. В

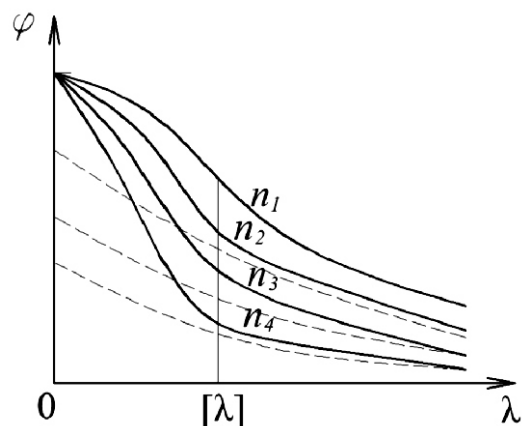


Рис. 1. Графики коэффициентов устойчивости

этом диапазоне гибкостей коэффициент φ для центрально сжатого стержня достаточно хорошо отвечает физической сути работы сжато-изогнутых и внецентренно сжатых стержней – в них преобладает продольное сжатие. При средних значениях гибкостей стержней, для деревянных в диапазоне 60–90, разница между графиками ещё незначительная и эйлеровый коэффициент устойчивости с некоторым приближением приемлем для расчета и внецентренно сжатых, и сжато-изогнутых стержней. Существенное различие графиков наблюдается при маленьких гибкостях, для стержней из древесины с $\lambda < 60$. При этих гибкостях механизмы разрушения сжато-изогнутых и внецентренно сжатых стержней различны настолько, что это вызывает сомнение в правомочности использования для их расчета одной и той же формулы. Вероятность разрушения сжато-изогнутых стержней из-за потери устойчивости в плоскости изгиба исключена благодаря корректировке Энгессером-Карманом гиперболы Эйлера. В формуле для коэффициента φ , входящего в формулу (30) СНиП, взаимосвязь между нагрузкой q и продольным усилием N отсутствует, и эта формула не отражает работу сжато-изогнутых стержней маленькой гибкости.

Влияние упругих свойств материала. Коэффициент устойчивости эйлерового стержня $\varphi = \frac{E}{\sigma_p} R^2$ справедлив при напряжениях, не превышающих предел пропорциональности. Диаграмма работы древесины на сжатие вдоль волокон, как для упруго-вязкопластического материала, имеет условно линейный характер только на начальной стадии нагружения. На

стадии разрушения диаграмма работы криволинейна. Еще в конце девятнадцатого столетия (1889 г.) Энгессер предложил определять критические напряжения на криволинейном участке работы материала по формуле

$$\sigma_{кр} = \sqrt{E_t / \lambda^2}, \quad (2)$$

в которой E_t касательный модуль, соответствующий кривизне на участке зависимости.

В 1895 г. проф. Ф.С. Ясинский на основании предложенной им схемы работы стержня с [] дал другое решение устойчивости с использованием касательного модуля. Он ввел представление о приведенном модуле деформации, равном

$$T = (EI_1 + E_t I_2) / I, \quad (3)$$

где I_1 и I_2 – моменты инерции частей сечения с каждой стороны нейтральной оси; I – момент инерции всего сечения. Далее формула для критических напряжений записана в эйлеровом виде (кривые 1, 2 на рис. 2)

$$\sigma_{кр} = \sqrt{T / \lambda^2}. \quad (4)$$

Экскурс в прошлое сделан для того, чтобы показать, что до разработки метода расчета сжато-изогнутых стержней по краевым напряжениям была решена задача их устойчивости при работе материала в неупругой стадии. Это позволяло в методе краевых напряжений избежать использования критической силы для эйлерового стержня, что с позиции физического явления не находит объяснения.

Формулу (1) ($k_3 N / N_s^{кр}$) без коэффициента K_3 за пределом упругой работы материала можно записать так:

$$1 - \frac{N}{N_s^{кр}} = 1 - \frac{c}{R_c^{6p}} \frac{A}{A(E_t/E)}, \quad (5)$$

где E_t – переменный модуль упругости, соответствующий любой точке на диаграмме сжатия.

Приняв $R_c^{6p} = R_c / k_c$, а $R_c = R_c'' m_{\Delta l} / v_m$, получим $R_c^{6p} = R_c / k_c v_m / m_{\Delta l}$. Обозначив $E_t/E = k_E$, имеем:

$$1 - \frac{c}{R_c} \frac{m_{\Delta l}}{k_c v_m k_E} \text{ или } 1 - \frac{c}{R_c} k_1, \quad (6)$$

где $k_1 = \frac{m_{\Delta l}}{k_c v_m k_E}$.

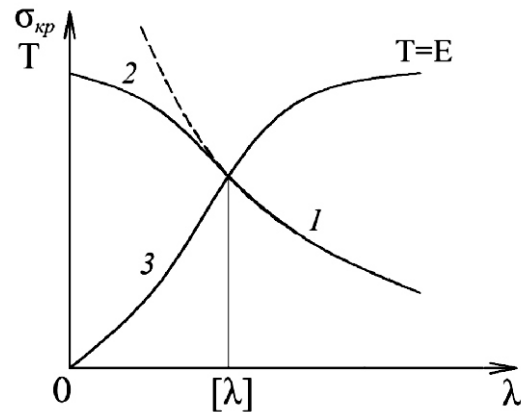


Рис. 2. Зависимость $\sigma_{кр}$ и T от гибкости стержня

Формула (6) даст значение коэффициента в неупругой стадии работы сжато-изогнутого стержня при гибкости $\lambda = 60$. В ней k_1 / v_m параметр, учитывающий отличие метода расчета по предельным состояниям от метода допускаемых напряжений при параметре $\Phi = \text{const}$. Умножив числитель и знаменатель второго члена на A , получим для реального сжато-изогнутого элемента

$$1 - \frac{k_1 N_c}{N_s^{кр}}. \quad (7)$$

В соответствии с данными табл. 9 Пособия² к СНиП II-25-80 подсчитаны коэффициенты k_1 для трех сортов цельной и клееной древесины при сжатии вдоль волокон (см. таблицу).

Таблица 1

Сжатие вдоль волокон	Сорт древесины	$R_{вр.с}, \text{ МПа}$	$R_c'', \text{ МПа}$	v_m	$R_c, \text{ МПа}$	k_1
Элементы из пиломатериала	1	33	25	1,18	14	1,009
	2	31	23	1,17	13	1,344
	3	20	15	1,17	8,5	1,693
Элементы из брусев и клееной древесины	1	34,5	27	1,12	16	0,961
	2	32	25	1,11	15	1,032
	3	23,5	18,5	1,11	11	1,418

Только для элементов из пиломатериалов первого сорта поправка k_1 к параметру Φ близка к единице. В элементах, работающих на сжатие, а также в сжатой зоне элементов, работающих на сжатие с изгибом, применяется древесина

2 Пособие по проектированию деревянных конструкций к СНиП II-25-80. СИ. М., 1986.

второго сорта. В сжато-изогнутых элементах из клееной древесины при большой высоте поперечного сечения значительная часть сжатой зоны может выполняться из древесины 3-го сорта. В этом случае поправочный коэффициент k_1 уже заметно изменяет условный параметр Φ .

Уточнение расчета желательно не только с методологической точки зрения, оно повышает качество расчета и надежность конструкций. Можно сохранить в СНиП II-25-80 формулу (30), но с рекомендацией ввести в неё поправку k_1 , при расчете сжато-изогнутых элементов с гибкостью $\lambda \leq 60$, избежав таким образом методологической неувязки. Вроде бы лучше, однако так же «непрозрачно» без объяснения физической сути параметра k_1 . К тому же надо задаваться переменным модулем упругости древесины E_t . Усложнение расчета нежелательно.

Уточнение методики расчета. Зависимость коэффициента продольного изгиба от гибкости стержня, представленная в виде графика, состоящего из параболы Эйлера на участке гибкости $\lambda > 70$ и кривой Энгессера-Кармана на участке гибкостей $\lambda \leq 70$, имеет феноменологический характер для деревянных стержней, работающих на сжатие. Поэтому невозможно найти объяснение почему для одних надо пользоваться параболой Эйлера или формулой (8) СНиП, а для других нельзя пользоваться кривой Энгессера-Кармана или формулой (7) СНиП, а надо пользоваться продолжением параболы, по которой коэффициент для виртуального сжатого стержня $\lambda > 1$. Объяснять это структурой формулы (30) СНиП не научно, а другого объяснения не может быть. Это видно из сопоставления формул для λ в записях СНиП и Пособия к нему:

$$1 - \frac{N}{R_c A_{бр}}, \quad 1 - \frac{N_c}{\lambda R_c A_{бр}}.$$

Различие состоит не просто в отсутствии или в присутствии в формулах подстрочных буквенных индексов при N и λ . В этом формализация физического содержания величин N и λ : λ – коэффициент продольного изгиба эйлерового стержня, а N_c – усилие в реальном элементе, работающем на сжатие с изгибом (например, верхний пояс фермы или треугольной распорной системы). В элементах с гибкостью $\lambda \leq 60$ коэффициент λ к ним никакого отношения не имеет. В этих элементах происходит совершенно другое физическое явление. Точно также уси-

лие N_c не имеет никакого отношения к эйлеровому стержню. В формуле для λ эти величины объединены искусственно, но благодаря своей структуре она дает удовлетворительное решение во всем диапазоне гибкостей, а при маленьких гибкостях элементов даже с каким-то запасом.

Очевидно, этот запас прочности не может быть оправданием для серьезной методологической претензии к расчету элементов с $\lambda \leq 60$, работающих на сжатие с изгибом. Нормы проектирования обеспечивают надежность конструкций без её незначительного увеличения в ущерб методологии.

Дополнение к методике расчета состоит в следующем. Коэффициент λ (в нормах он «обезличен») в расчетах элементов, работающих на сжатие с изгибом, при их гибкости в плоскости изгиба $\lambda > 70$ следует определять по формуле (8) с уточнением величины Φ для сорта древесины, а при $\lambda \leq 60$ – по формуле (7) СНиП. Поскольку в верхних поясах крупнопанельных ферм и треугольных распорных систем с $\lambda = 20 \div 50$ в сложном сопротивлении материала преобладают напряжения от изгиба, то в формуле (30) СНиП при расчете при деформированной схеме вместо λ надо использовать коэффициент λ_q ($1 - B/\lambda$). Параметр B находится по графику B (рис. 3) и учитывает различие коэффициентов λ_q на кривой Энгессера-Кармана и гиперболы Эйлера. Точность расчета не изменяется, а нежелательный в нём методологический диссонанс снимается.

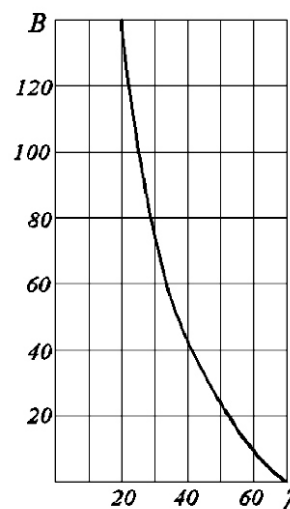


Рис. 3. График для определения параметра B

- [1] Клименко В.З. Философская и методологическая основы расчета сжато-изогнутых элементов деревянных конструкций // Сб. научных трудов «Современные металлические и деревянные конструкции». – Брест. – 2009. – С. 119–122.
- [2] Клименко В.З., Козовенко А.М. Расчет сжато-изогнутых деревянных элементов // Сб. научных трудов «Современные металлические и деревянные конструкции». – Брест. – 2009. – С. 123–126.

Надійшла 20.10.2009 р.

СТРУКТУРНОЕ ПОКРЫТИЕ

В мировой практике строительства применяются легкие металлические конструкции структурных покрытий. Наиболее распространенные из них состоят из трубчатых стержней и узловых элементов. Преимущество структурного покрытия состоит в том, что номинальная длина всех стержней одинакова, стержни и узловые элементы однотипны. Все части конструкций легко перевозятся в компактной упаковке, могут собираться на земле и в собранном виде подниматься и устанавливаться на колонны.

Традиционное структурное покрытие представляет собой решетчатую плиту, состоящую из стержней и узловых элементов (рис. 1). Стержни верхних и нижних поясов структурной плиты соединены узловыми элементами, образуя квадраты, узловые элементы – раскосами, расположенными в диагональных плоскостях под углом 45° к плоскостям поясов.



Л.О. Кагановский
инженер-конструктор (Израиль)

На спортивной площадке одной из школ в г. Афула (Израиль) сооружено традиционное структурное покрытие из трубчатых стержней и узловых элементов системы «Меро», выполненных в виде стальных шаров с глухими резьбовыми отверстиями, в которые ввинчиваются специальные нестандартные болты, закрепленные к торцам трубчатых стержней (рис. 2). Эти болты должны вращаться в месте соединения с трубой, воспринимать большие осевые усилия

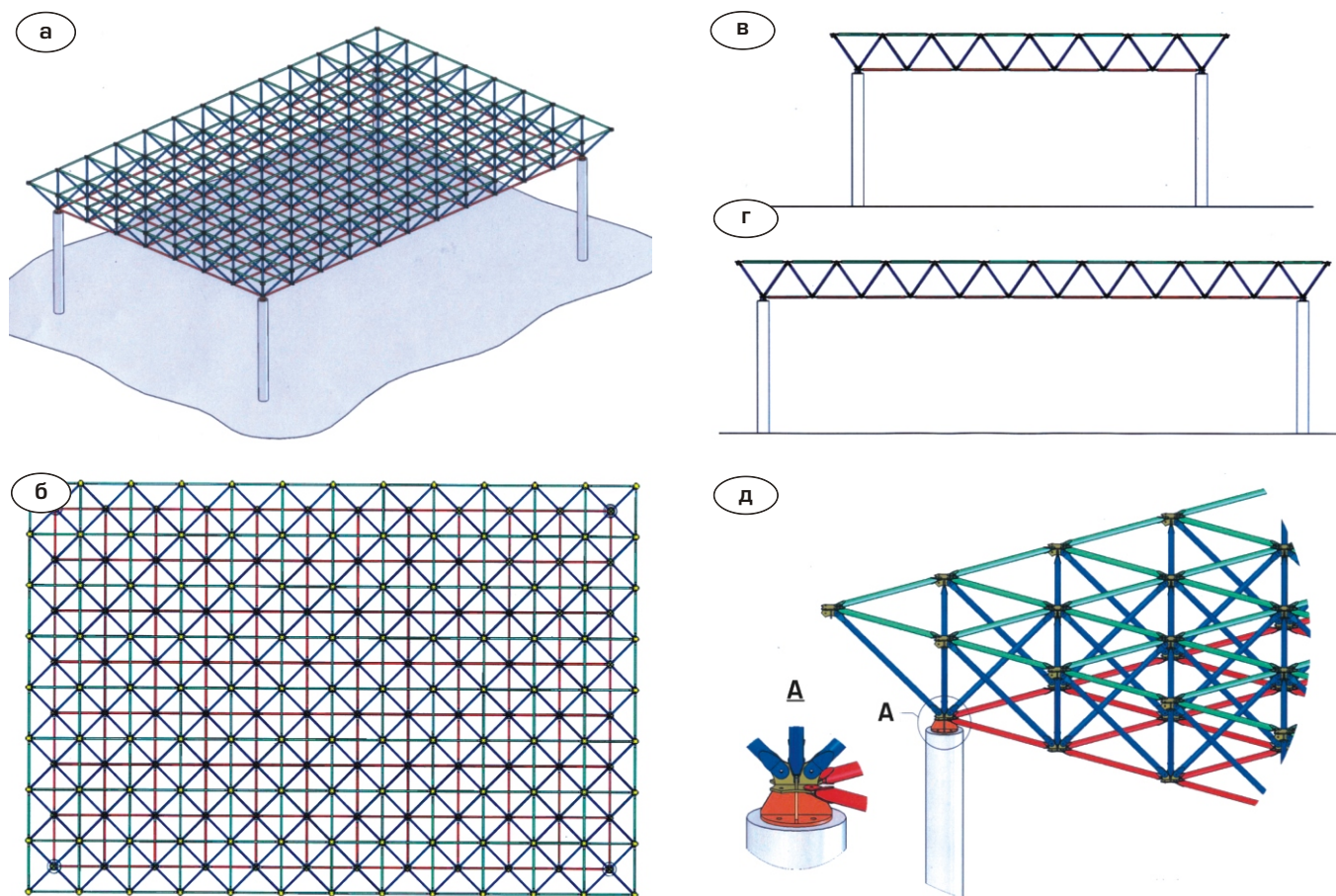


Рис. 1. Традиционное структурное покрытие:

а – общий вид; **б** – вид сверху; **в** – фронтальный вид; **г** – вид сбоку; **д** – фрагмент с опорным узлом (А)



Рис. 2. Структурное покрытие спортивной площадки

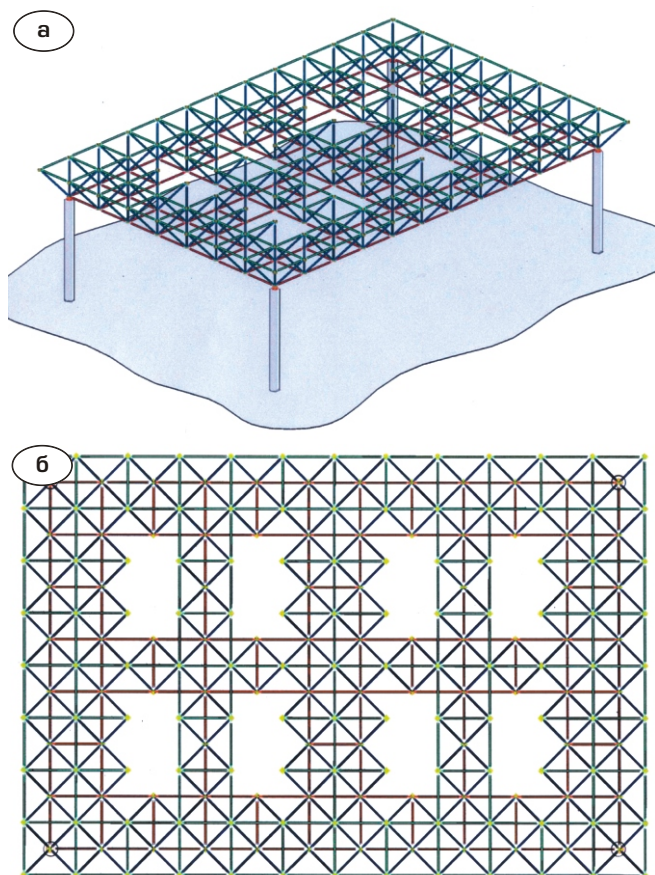


Рис. 3. Структурное покрытие разреженное:
а – общий вид; б – вид сверху

растяжения или сжатия, обеспечивая в то же время герметичность внутренней полости трубы. От небольших узловых изгибающих моментов, возникающих при естественном прогибе смонтированного покрытия, появляется опасность разрушения в районе свободной части резьбы болтов из-за концентрации напряжений.

В отличие от традиционного решения структурного покрытия предлагается новая

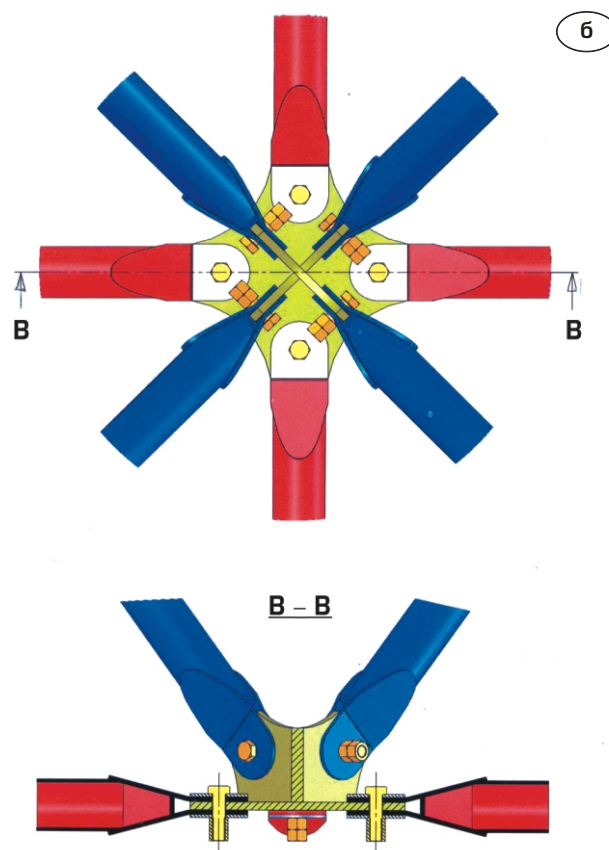
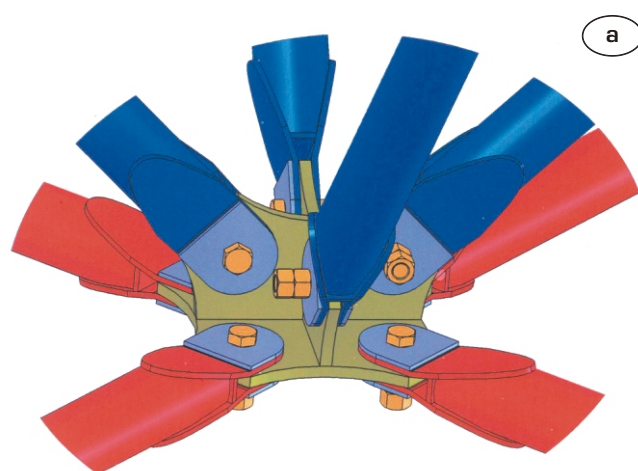


Рис. 4. Узел соединения стержней:
а – общий вид; б – вид сверху с сечением [B-B]

разреженная схема, в которой ликвидируются отдельные стержни верхних, нижних поясов и раскосов, а также отдельные нижние узловые элементы (рис. 3). При этом происходит некоторое перераспределение усилий в стержнях с сохранением геометрической неизменяемости и несущей способности покрытия.

В разреженной схеме между опорными колоннами по контуру структурной плиты распо-

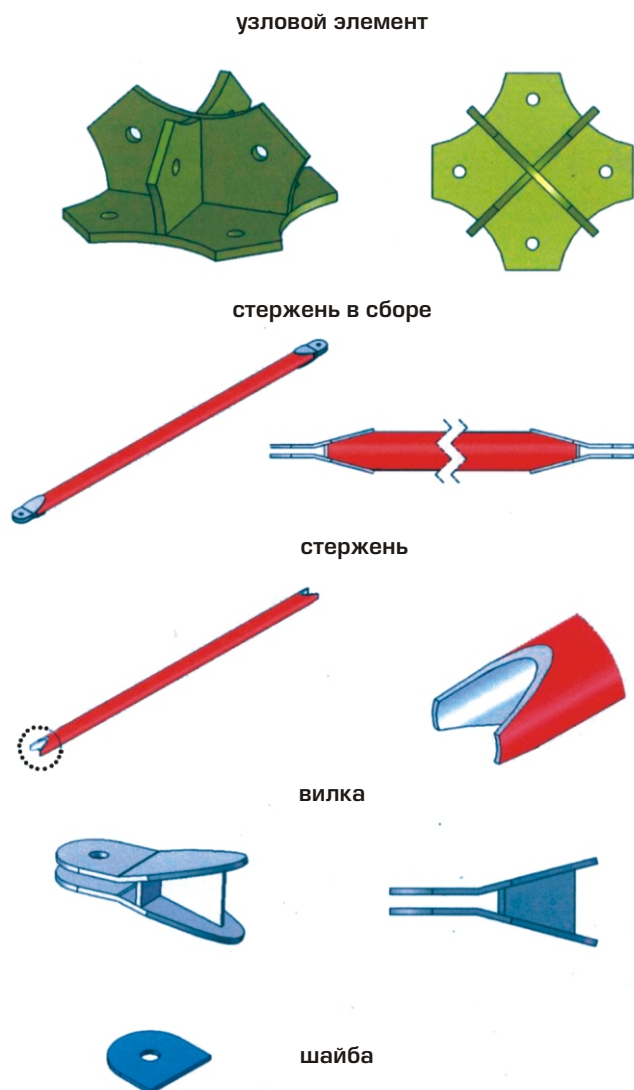


Рис. 5. Детали элементов структурных покрытий

ложены трехгранные решетчатые фермы, образованные стержнями двух верхних поясов, одним нижним и раскосами. Такая же ферма расположена в средней продольной части плиты, а также в трех поперечных частях. При этом сохраняются все узловые элементы верхней части структурной плиты, необходимые для опоры кровли покрытия.

По сравнению с традиционным разреженное покрытие имеет 432 стержня против 512. Экономия – 80 стержней (16 %). Кроме того, исключается 4 узловых элемента нижних поясов

покрытия. При этом незначительно увеличиваются усилия и возможно сечения в отдельных стержнях.

Предлагается также новое узловое соединение стержней*, в котором узловым элементом представляет собой горизонтальную пластину для крепления стержней поясов и приваренный к ней крестообразный листовый элемент для крепления стержней раскосов (рис. 4, 5). На концах трубчатых стержней выполнены два симметрично расположенных наклонных плоских среза для установки накладных фасонки, которые изогнуты в месте примыкания к узловому элементу. Эти фасонки предварительно соединены между собой поперечной планкой и ребром жесткости, образуя «вилку», которая вставляется в наклонные срезы конца трубчатого стержня и жестко соединяется сваркой. Такое конструктивное решение создает возможность установки двухсрезного болта. Для предотвращения отгиба накладных фасонки устанавливаются шайбы, прямой край которых расположен в месте изгиба фасонки.

Выводы.

Разреженное структурное покрытие сохраняет все узловые элементы верхней части структурной плиты, обеспечивает геометрическую неизменяемость покрытия, ликвидирует 80 стержней (16 %), а также 4 узловых элемента нижней части структурной плиты по сравнению с традиционным структурным покрытием.

Одноболтовое двухсрезное соединение стержней вдвое увеличивает несущую способность болта на срез по сравнению с традиционным односторонним накладным односрезным соединением.

Конструкция узлового соединения стержней обеспечивает надежную передачу усилий в элементах покрытия, воспринимает небольшие узловые изгибающие моменты без концентраторов напряжения. Такая конструкция технологична в изготовлении и монтаже, надежна при эксплуатации сооружения.

Надійшла 30.03.2009 р.

* Патент 891 UA, E04 В 1/58. Узел крепления трубчатого элемента решетчатой конструкции. Л.О. Кагановский. – Опубл 15.12.93. бюл. № 2.

ДО ВІДОМА ДОПISУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !

Вимоги щодо публікації статей:

- Текст статті в електронному виді, фото авторів, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК), підготовлені у Microsoft Word, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, psx – 300 dpi.
- Роздрукований текст статті підписується усіма авторами, електронні та роздруковані варіанти повинні бути ідентичними.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

ДО ВІДОМА РЕКЛАМОДАВЦІВ !

Вартість розміщення реклами (з урахуванням ПДВ та податку на рекламу)

Формат	Розміри, мм		Одноколірна, ціна ум. од.	Двоколірна, ціна ум. од.	Багатоколірна, ціна ум. од.
A4	185 x 270		150	300	450
1/2 A4	85 x 270	185 x 130	75	150	240
1/4 A4	85 x 130	185 x 60	40	75	130
1/8 A4	85 x 60		20	40	

ОБКЛАДИНКА (190 x 220 мм):

- 1-а сторінка — 700 ум. од.
- 2-а сторінка — 600 ум. од.
- 3-я сторінка — 500 ум. од.
- 4-а сторінка — 500 ум. од.

ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА» (передплатний індекс – 98848) АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ

Видавець ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» (протокол № 4 від 27.05.2010 р.)

Адреса редакції та видавця: просп. Визволителів, 1, Київ, 02660,
ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»

тел. (044) 516-52-85, e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Комп'ютерна верстка – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Кучер А. В.**

Підписано до друку 25.02.2010 р. Формат 60 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Друкарня «Літера», вул. Мельникова, 73-А, м. Київ, 04119, тел. 502-68-08

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2837 від 24.04.2007 р.

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом
Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції
Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори
За зміст реклами відповідає подавач
Редакція не завжди поділяє думку авторів
Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали



ОГОЛОШУЄ ПРИЙОМ ДО АСПІРАНТУРИ

зі спеціальностей: 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди;
05.23.17 – будівельна механіка.

До аспірантури на конкурсній основі приймаються особи, які мають вищу освіту і кваліфікацію спеціаліста або магістра. Вступники складають іспити зі спеціальності, філософії та іноземної мови.

Заява про вступ до аспірантури подається на ім'я голови правління товариства.

До заяви додаються:

- 1) особовий листок з обліку кадрів;
- 2) реферат з обраної спеціальності або список опублікованих наукових праць, авторських свідоцтв на винаходи;
- 3) копія диплома про вищу освіту;
- 4) медична довідка про стан здоров'я за формою 286-у;
- 5) копія довідки про присвоєння ідентифікаційного номера;
- 6) фотокартка розміром 3 × 4 см;
- 7) копія паспорта.

Документи приймаються до 10 вересня 2010 року

ОГОЛОШУЄ ПРИЙОМ ДО ДОКТОРАНТУРИ

зі спеціальностей: 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди;
05.23.17 – будівельна механіка.

До докторантури приймаються особи, які мають науковий ступінь кандидата технічних наук, для завершення досліджень за темою дисертації.

Заява про вступ до докторантури подається на ім'я голови правління товариства.

До заяви додаються:

- 1) особовий листок з обліку кадрів;
- 2) список опублікованих наукових праць, авторських свідоцтв на винаходи;
- 3) розгорнутий план дисертації на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук;
- 4) копія диплома про присудження наукового ступеня кандидата технічних наук;
- 5) копія диплома про вищу освіту з додатком;
- 6) копія довідки про присвоєння ідентифікаційного номера;
- 7) фотокартка розміром 3 × 4 см;
- 8) копія паспорта.

Документи приймаються до 1 грудня 2010 року

Київ, проспект Визволителів, 1, ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», к. 407.

Тел.: (044) 501-87-79, 543-98-46.

Додаткова інформація на сторінці веб-сайта: <http://urdisc.com.ua>



Український державний науково-дослідний
і проектно-вишукувальний інститут

«УКРНДІВОДОКАНАЛПРОЕКТ»

Рік заснування - 1931



Основні напрями науково-технічної діяльності інституту:

-  Виконання робіт, пов'язаних з дослідженням та проектуванням:
 -  систем забору, очищення, підготовки і подачі води споживачам як з підземних, так і поверхневих джерел для питних та технічних потреб;
 -  систем водовідведення для населених пунктів та промислових об'єктів;
 -  комплексів споруд з очистки побутових та промислових стоків;
 -  магістральних самопливних трубопроводів з насосними станціями;
 -  шламосховищ із системами гідротранспорту та зворотного водопостачання;
 -  водосховищ, буферних ставків та каналів;
 -  комплексів споруд із захисту територій від підтоплення та ґрунтових вод від забруднення;
 -  накопичувачів промислових та побутових відходів.
-  Розроблення проектів реконструкції систем водопостачання, водовідведення та промислових гідротехнічних споруд.
-  Розроблення схем комплексного використання й охорони водних ресурсів, а також схем генеральних планів промислових вузлів у частині водопостачання та водовідведення.
-  Проведення інженерних вишукувань та авторський нагляд за будівництвом систем водопостачання, водовідведення та промислових гідротехнічних споруд.
-  Виконання функцій базової та територіальної організації в будівництві для об'єктів водопостачання, водовідведення та гідротехнічних споруд.
-  Розроблення та супровід нормативних документів із проектування, будівництва та експлуатації систем водопостачання, водовідведення та гідротехнічних споруд.



Контактна інформація:

проспект Визволителів, 1, м. Київ, 02660, Україна.

Тел. 543-95-45, факс 543-98-42.

e-mail: main@uvkp.com.ua,

web: www.uvkp.com.ua