

**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.  
Мущанов 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 НАНЕ, 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., к.т.н. (Казахстан)  
Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)  
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



**1'2009**

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

## ЗМІСТ

### СИСТЕМА МЕНЕДЖМЕНТУ ЯКОСТІ

**О.В. Шимановський, В.П. Гаврилова**

СИСТЕМА МЕНЕДЖМЕНТУ ЯКОСТІ –  
ЗАПОРУКА ЕФЕКТИВНОЇ РОБОТИ ОРГАНІЗАЦІЇ . . . . . 2

### НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

**М.В. Гоголь, М.Р. Більський**

ОСОБЛИВОСТІ РЕГУЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ  
КОМБІНОВАНИХ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ . . . . . 6

**М.П. Плахтійко, А.Т. Забуга**

ОПТИМІЗАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ КОНТУРА УПРАВЛІННЯ СТРУМОМ  
ЕЛЕКТРОМАГНІТНОГО ФРИКЦІЙНОГО СЕЙСМОДЕМПФЕРА  
ПРИ РОЗРИВНОМУ СЕЙСМІЧНОМУ ПРИСКОРЕННІ . . . . . 10

**Анна Дембовська**

ПРОТИПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ  
ЗГІДНО З НОРМАМИ EN 1995-1-2. . . . . 16

### РЕКОНСТРУКЦІЯ

**Е.В. Шевченко**

КОМПЛЕКСНИЙ ПІДХОД К НОВОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ И РЕКОНСТРУКЦИИ  
ПРОСТРАНСТВЕННЫХ РЕШЕТЧАТЫХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ  
ЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА . . . . . 21

### УНІКАЛЬНІ ОБ'ЄКТИ

**І.М. Лебедич, Я.О. Коряченко, А.В. Донченко**

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ НАВИСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ  
ФК «ДНІПРО» У М. ДНІПРОПЕТРОВСЬКУ . . . . . 26

**А.А. Тарнопольский, М.М. Ротмистровский, М.И. Казакевич**

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ  
ВСЯЧЕГО ПЕРЕХОДА АММИАКОПРОВОДА . . . . . 32

**Л.О. Кагановский**

ПОВОРОТНАЯ ЛИНИЯ ДИАПАЗОННОГО КРЕСТООБРАЗНОГО ТЕЛЕСКОПА . . . . . 37

### ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

**В.З. Кліменко**

КОНСТРУКЦІЇ З КЛЕНОЇ ДЕРЕВИНИ. СВІТОВИЙ ДОСВІД . . . . . 39

### МІЖНАРОДНИЙ ДОСВІД

**В.П. Королєв**

ЕВРОПЕЙСКИЕ ПЕРСПЕКТИВЫ КОРРОЗИОННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ В УКРАИНЕ . . . 44

### ЮВІЛЕЙНІ ДАТУ

**ПАСЕЧНЮК ВОЛОДИМИР ЛЕОНІДОВИЧ**

(до 60-річчя від дня народження) . . . . . 47

Постановою президії ВАК України від 09.04.2008 р. № 1-05/4 журнал внесено  
до переліку наукових фахових видань із технічних наук

## СИСТЕМА МЕНЕДЖМЕНТУ ЯКОСТІ – ЗАПОРУКА ЕФЕКТИВНОЇ РОБОТИ ОРГАНІЗАЦІЇ

Протягом останніх років в Україні з'явилося безліч нових ліцензованих організацій, які створили досить жорстке конкурентне середовище у галузі будівництва. Однак кваліфіковані замовники серед великої кількості виконавців обирають, як правило, тих із них, які, по-перше, в найбільшій мірі відповідають умовам сучасного ринку будівництва і, по-друге, забезпечують таке співвідношення між ціною та якістю, яке виправдовує витрати інвестора на будівництво за рахунок забезпечення надійної роботи будівельних об'єктів під час довготривалої експлуатації.

У світовій практиці менеджменту стандарти ISO серії 9000 є визнаним інструментом створення систем менеджменту якості (СМЯ) для забезпечення найвищої якості процесів виробництва продукції, що так цінується сьогодні замовниками будівельних послуг. Адже будівельні об'єкти мають протистояти впливам довкілля, а це можливо тільки за умов чіткого дотримання виконавцем технологічної дисципліни, безумовного виконання нормативних і законодавчих вимог. Зростання конкуренції автоматично призводить до більш вимогливого ставлення до якості продукції та послуг у будівельній галузі, що досягається, в першу чергу, дотриманням чинних нормативних документів. Однак об'єктивною реальністю сьогодення є те, що урахування тільки цих вимог вже не надає достатніх гарантій якості. Зокрема, необхідно щоб фінансово-господарська й виробнича сфери виконавця відповідали **всьому комплексу умов**, які б забезпечували замовникові бажану якість, а значить – виправдали його інвестиції в будівництво.

Наявність сертифікованої СМЯ в організації вже давно визнано необхідною передумовою, за якою визначають спроможність виконавця задовольнити вимоги замовника ще на етапі передконтрактних переговорів. А відповідність міжнародному стандарту ISO 9001 вважається достатньою гарантією високої культури праці, сучасної побудови механізму господарювання та управління організацією. Загалом відомо, що побудова і сертифікація СМЯ є справою добровільною. Організації, що впроваджу-



**О.В. Шимановський**  
голова правління  
ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція  
ім. В.М. Шимановського»,  
заслужений діяч науки і техніки України,  
д.т.н., професор



**В.П. Гаврилова**  
завідувач технічного відділу  
ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція  
ім. В.М. Шимановського»

ють її, несуть значні додаткові витрати праці та коштів. Але ці витрати є виправданими, оскільки одночасно з СМЯ створюється нове «обличчя» організацій, яке визначає їхню роль і місце на ринку. Крім того, процес розроблення і впровадження СМЯ не має зворотного шляху, тому що за умов ринкових відносин і конкурентної боротьби особливої актуальності набуває доведення безперечної відповідності вимогам ринку, навіть за рахунок додаткових витрат.

Особливістю процесу впровадження СМЯ є те, що формальне використання міжнародного стандарту ISO 9001:2000 є марною справою, адже він має загальнотехнічний характер і не враховує сам по собі специфіку певної організації, наприклад, проектної. Тому, розпочинаючи практичну реалізацію стандарту, керівництво інституту «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» усвідомлювало необхідність самостійного, творчого підходу до його впровадження з огляду на зміни в організаційній структурі інституту, перелік виробничих завдань на найближчу перспективу, соціально-політичні умови розвитку колективу тощо. Сьогодні можна стверджувати, що створена СМЯ стала ефективним засобом керування, яка забезпечує підвищення якості продукції та послуг і слугує надійним підґрунтям для вдосконалення виробничого й фінансово-господарського механізму інституту в цілому. Підсумки діяльності інституту протягом 2007–2008 рр. свідчать, що макропроцес управління СМЯ був успішно реалізований (рис. 1).

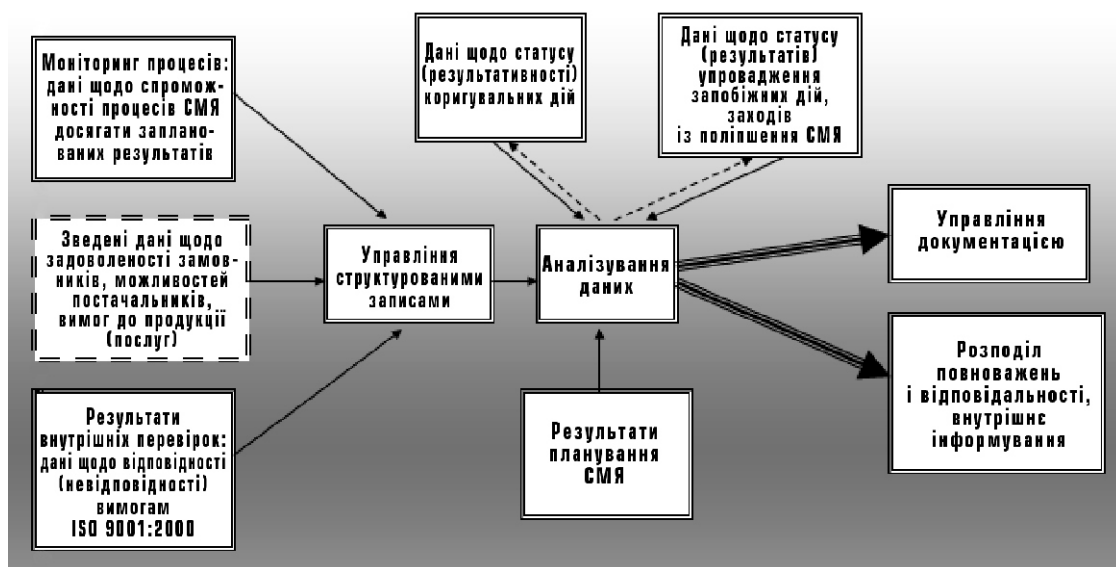


Рис. 1. Схема макропроцесу управління СМЯ

Вказаний макропроцес, побудований із двох груп процесів, забезпечив достатню результативність діяльності колективу. *Перша* група об'єднала процеси збирання та аналізування даних (таких як результат аналізування вимог замовників та укладання договорів у госпрозрахункових підрозділах, визначення і оцінювання задоволеності замовників, внутрішніх аудитів, моніторингу процесів та інших). *Друга* – вмістила процеси опрацювання управлінських дій і прийняття рішень керівництва на основі результатів аналізу зведеної інформації, яка надходила протягом звітного періоду від підрозділів інституту у формі структурованих записів.

У результаті виконання цієї роботи у будь-якій організації зазвичай виникає необхідність у коригуванні (якщо виявлено недоліки) або запобіганні потенційним невідповідностям та впровадженні заходів із поліпшення діяльності. Не стала винятком і СМЯ інституту, яка протягом 2007–2008 рр. була дещо вдосконалена з метою наближення теорії менеджменту за міжнародним стандартом до повсякденного життя колективу. Ці зміни позначилися спочатку на керівній документації, розробленій в інституті з метою сертифікації за міжнародним стандартом протягом 2006–2007 рр., що, у свою чергу, спричинило появу нових і певний перерозподіл функцій в існуючих підрозділах інституту, підвищило відповідальність фахівців за результативність виконання планових завдань і, водночас, відповідальність керівництва інституту за забезпечення наявності всіх необхідних ресурсів (людських, фінансових, матеріально-технічних, інформаційних тощо).

Два роки роботи інституту в сертифікованій системі ISO 9001:2000 відзначилися певними досягненнями: по-перше, значно збільшився обсяг виконаних і реалізованих робіт із основної виробничої діяльності, по-друге, наукові роботи фахівців інституту було відзначено на таких престижних міжнародних форумах, як Європейський конгрес із питань антикорозійного захисту EUROCORR-2007 (м. Фрайбург, Німеччина) і IV Міжнародна спеціалізована конференція «Концептуальний підхід до будівельного проектування» (м. Венеція, Італія). Помітним успіхом супроводжувалася також участь науковців інституту в роботі науково-практичного семінару «Менеджмент технологічної безпеки будівель і споруд» (м. Місхор) і науково-технічного колоквиуму «Розрахунок і проектування просторових і великопрогонових конструкцій» (м. Скадовськ) та IX Української науково-технічної конференції «Металеві конструкції: сьогодні та перспективи розвитку» (м. Київ).

Протягом 2007–2008 рр. інститут брав активну участь у розробленні та поновленні нормативно-технічної документації у галузі будівництва. Так із 01.01.2007 р. Мінрегіонбудом України введені в дію ДБН В.1.2-2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування» і ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування», а Мінпаливенерго України – ВБН «Правила влаштування електроустановок». З 01.01.2008 р. набув чинності ДБН В.1.2-5:2007 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів».



**Рис. 2.**  
**Машина газокисневого і плазмового різання труб «TUBOSEC-1500»:**

**а** – загальний вигляд;  
**б** – плазмове різання



Підготовлені проекти державних будівельних норм України «Будівельні матеріали і конструкції. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу» і «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ», а також національного стандарту України «Система проектної документації для будівництва. Правила виконання проектної і робочої документації металевих конструкцій».

Крім проектної діяльності інститут надає послуги із виготовлення зварних металоконструкцій на Броварській експериментально-виробничій базі. Відповідно до встановлених цілей у сфері якості за 2007–2008 рр. обсяг виробництва доведено до 100 тонн на місяць за рахунок освоєння процесу виготовлення трубчастих металоконструкцій із застосуванням машини газокисневого і плазмового різання труб «TUBOSEC-1500» (рис. 2), плазмових установок «Дніпро-2» і зварювальних напівавтоматів «FRONIUS».

Пропорційно до зростання обсягів виробництва змінювалась й організаційна структура інституту. Протягом останніх років до складу його структурних підрозділів увійшли Одеське комплексне відділення і Центр технологічної безпеки Національного університету «Львівська політехніка». Науково-дослідний і проектний комплекси інституту прийняли до свого складу відділи будівельних конструкцій, технології будівельних робіт і редакційно-видавничої роботи. Розширено штат служби охорони праці та групи менеджменту якості, утворено спеціальний підрозділ – службу соціально-економічного забезпечення. Звичайно, все це не могло не вплинути на інтенсивність роботи встановлених процесів СМЯ і, як результат, значно посилює

спроможність організації вирішувати виробничі завдання, результати яких залишаються у межах відповідності до вимог міжнародного стандарту ISO 9001:2000.

Заходи з підтримання іміджу інституту як організації з високим інтелектуальним потенціалом потребують постійних дій, пов'язаних із вимогами міжнародного стандарту. Протягом 2008 р. у підрозділах інституту було проведено 29 внутрішніх аудитів, під час яких фахівцями-аудиторами виявлено 75 невідповідностей по пунктах стандарту, що стосуються, в основному, підготовки і оформлення документації та ведення записів по процесах. Із цих невідповідностей 70 було успішно ліквідовано, що за підсумками річного аналізу є достатньо позитивним результатом.

Однак поліпшення діяльності за встановленими процесами має відбуватися не лише під час внутрішніх перевірок, коли проблеми вже визначилися і потребують негайного вирішення. Механізм постійного поліпшення за міжнародним стандартом ISO 9001:2000 передбачає у цьому випадку залучення такого потужного інструмента, як запобіжні дії. Відомо, що однією з рис спроможності СМЯ до саморегуляції є перенесення акцентів від зусиль, витрачених на виявлення недоліків та їхню ліквідацію, на зусилля керівництва, спрямовані на попередження можливості виникнення невідповідностей чи небажаних ситуацій, що впливають на якість кінцевої продукції.

Тому протягом 2006–2008 рр. у підрозділах інституту за результатами аналізування ризиків, що супроводжують основну виробничу діяльність, впроваджено низку запобіжних дій, які позитивно вплинули на подальшу роботу процесів СМЯ. Якщо проаналізувати динаміку змін у співвідношенні коригувальних і запобіжних дій до загальної кількості заходів із

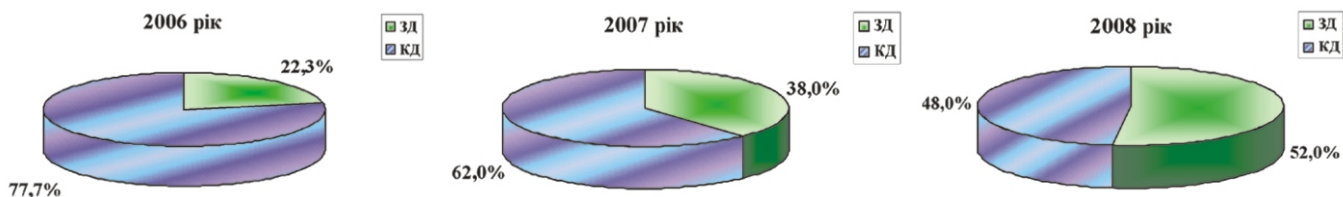


Рис. 3. Питомі ваги коригувальних (КД) і запобіжних (ЗД) дій у загальній кількості заходів із поліпшення

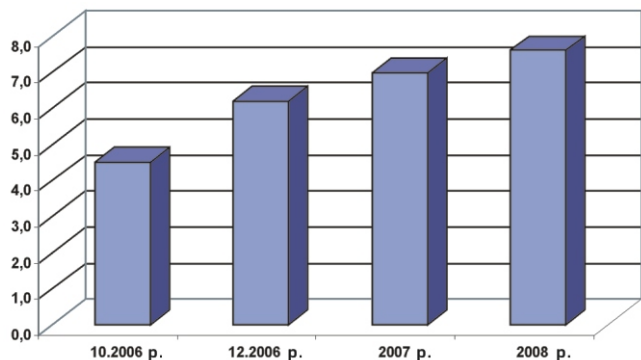


Рис. 4. Динаміка результативності процесу СМЯ «Визначення та оцінювання задоволеності замовників»

поліпшення, то помітне поступове збільшення питомої ваги запобігання потенційним недолікам відносно числа коригувальних дій на фоні загального прогресу розвитку СМЯ (рис. 3). Це підтверджує досвід світової практики менеджменту, яким доведено, що в економічному сенсі набагато вигідніше попереджувати, зменшувати імовірність небажаних відхилень від якості, ніж витратити кошти і зусилля на виправлення дефектів. Крім того, свідоме ставлення колективу до завчасного попередження відхилень від якості сприяє також поступовому зростанню виконавчої дисципліни в підрозділах, що, безперечно, має свої позитивні наслідки у співпраці з замовниками.

Фахівцями інституту протягом останніх років проводився моніторинг ступеня задоволеності замовників із використанням спеціально розроблених анкет, за якими виконувалися розрахунки за встановленою методикою. Результати показали, що більшість споживачів продукції та послуг позитивно оцінюють здібності та досвід фахівців інституту і налаштовані на подальшу співпрацю з ними (рис. 4).

За підсумками періодичного моніторингу в підрозділах інституту в 2006–2008 рр. встановлено в цілому позитивну динаміку поступового зростання результативності основних процесів і підвищення результативності СМЯ, яка за 12-бальною шкалою дає такі оцінки: від базового значення 10,695 балів, визначеного в 2006 р., до 11,530 балів у 2008 р. (рис. 5).

У січні 2009 р. відбувся плановий наглядовий аудит впровадженної в інституті СМЯ за участю аудиторів СП «Інтерсертифіка-ТЮФ спільно з ТЮФ-Тюрінген» (м. Москва). Фахівець міжнародної сертифікаційної організації перевіряв на відповідність вимогам міжнародного стандарту стан процесу проектних і конструкторських робіт, а також процеси обстеження і оцінки технічного стану будівельних конструкцій, метрологічного забезпечення робіт, виготовлення і монтажу металоконструкцій, закупівлі товарів та послуг, планування діяльності та її постійного поліпшення. У його звіті зафіксовано повну відповідність діяльності підрозділів інституту вимогам ISO 9001:2000 та відзначено розвиток і зрілість СМЯ. Таких результатів було досягнуто усього за два роки від дати отримання сертифіката.

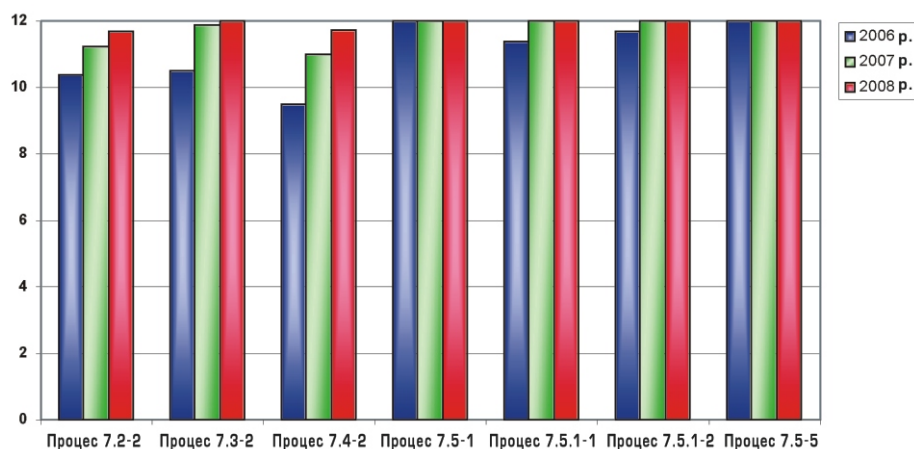


Рис. 5. Динаміка результативності основних процесів СМЯ

Надійшла 05.02.2009 р.

УДК 624.014.2

## ОСОБЛИВОСТІ РЕГУЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОМБІНОВАНИХ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Доведено, що розрахунковий метод регулювання зусиль у комбінованих конструкціях є більш ефективним порівняно з силовим. Розглянута узагальнена теорія розрахунку комбінованих систем, яка дозволяє регулювати пружно-деформований стан вже на стадії проектування. Наведено приклади впровадження в практику.

It is noticed that a calculation method of adjusting of efforts in the combined constructions is more effective comparatively with power. The considered is generalized theory of calculation of the combined systems, which allows to regulate the resiliently deformed state already on the stage of planning. The examples of introduction are resulted in practice.

**Ключові слова:** регулювання, розрахунковий метод, узагальнена розрахункова модель

**У**досконалення конструктивних форм, зменшення маси матеріалу і підвищення технологічності виготовлення та монтажу сталевих конструкцій із урахуванням сучасних вимог до їхньої конкурентоспроможності є актуальною задачею. Одним із перспективних напрямків її вирішення є розробка нових методів регулювання зусиль у сталевих конструкціях із метою зниження матеріаломісткості, витрат праці та енергії при виготовленні та монтажі [2]. Разом із тим, їхнє застосування в даний час обмежене, що зумовлено додатковими витратами праці та енергії на створення попереднього напруження, які призводять до збільшення собівартості. Такі недоліки не притаманні конструкціям, в яких регулювання зусиль відбувається шляхом врахування на стадії проектування спеціальних співвідношень жорсткісних параметрів елементів для досягнення рівнонапруженості розрахункових перерізів без попереднього напруження [1, 3–6].

Регулювати зусилля у сталевих конструкціях методом попереднього напруження найбільш доцільно в процесі їхнього підсилення під експлуатаційним навантаженням [7]. Слід відзначити, що особливості регулювання зусиль у сталевих конструкціях при виготовленні, монтажі, реконструкції та підсиленні висвітлені не достатньо повно. Тому метою роботи є узагальнення практичного досвіду, впровадження основ теорії регулювання зусиль у сталевих конструкціях як для нових об'єктів, так і для тих, що підлягають реконструкції з підсиленням конструктивних елементів.

Пошук раціонального конструктивного рішення при проектуванні будь-якої споруди полягає у визначенні її топологічної і геометричної схем, типів закріплення на опорах і елементів між собою, забезпеченні передачі зовнішніх навантажень у відповідності з прийнятою розрахунковою схемою, виконанням вимог технологічності та економічності при обов'язковому дотриманні нормативних вимог. Досяг-


**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.


**М.Р. Більський**

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

нення цієї мети забезпечується регулюванням напружено-деформованого стану (НДС) конструкції за рахунок концентрації матеріалу в основних її елементах із урахуванням раціонального співвідношення їхніх жорсткостей.

Найбільш перспективні у цьому сенсі комбіновані системи (рис. 1), основним несучим елементом яких є балка жорсткості, маса якої часто перевищує 60 % загальної маси системи. Підвищення ефективності роботи балки забезпечується рівнонапруженістю її розрахункових перерізів, число яких пов'язано з кількістю проміжних опор і залежить від кількості елементів підтримувальної системи (стояків чи розкосів шпренгельної системи або вант у вантовій системі).

Розрахункова модель комбінованої системи створюється за принципом виокремлення з комбінованої конструкції балки жорсткості шляхом заміни шпренгельних елементів пружними опорами так, щоб перетворена система під дією всіх факторів деформувалась як вихідна [1, 6]. Таким чином, розрахункова модель комбінованої системи може бути змодельована балкою з пружними проміжними опорами, розташованими в місцях кріплення до балки елементів підкріплювальної системи (рис. 2).

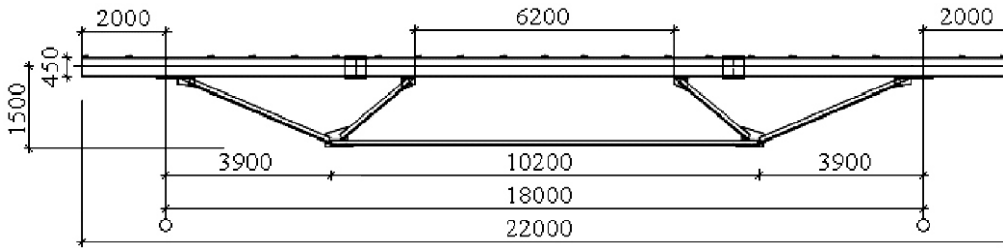


Рис. 1. Комбінована конструкція перекриття

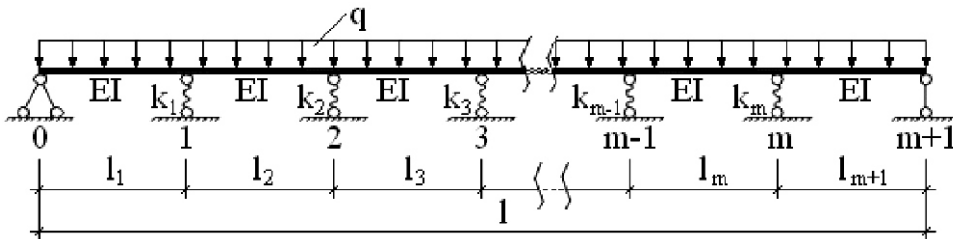


Рис. 2. Розрахункова модель комбінованої системи

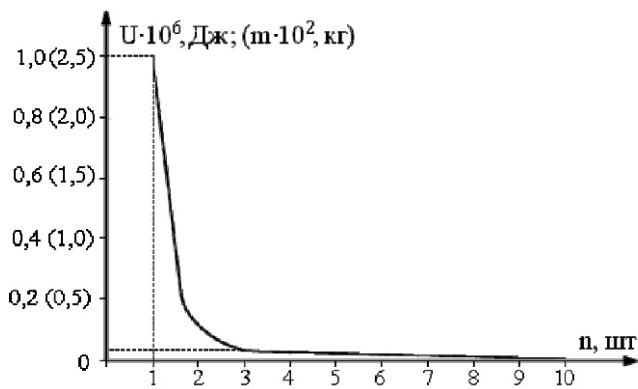


Рис. 3. Графік залежності потенційної енергії деформації балки і її маси від кількості прогонів

Для уточнення розрахункової моделі потрібно визначити мінімальну кількість елементів підкріплення – пружних опор, здатних створити у балці необхідну кількість розрахункових перерізів при одночасному забезпеченні жорсткості системи. Для цього використовується потенційна енергія деформації системи, а також залежність її маси від кількості опор. Встановлено, що із зростанням кількості прогонів балки до нескінченності енергія її деформації, а також маса прямує до нуля (рис. 3).

Відповідно до цього розроблена розрахункова модель балки комбінованої системи, що

являє собою багатопрогонову балку з наявністю або відсутністю в ній розпору (поздовжньої сили). Запропонована модель (рис. 2) дозволяє використовувати єдиний метод розрахунку комбінованих систем, згідно з яким невідомими є осідання і повороти пружних опор, а також реакції в них. Для зв'язку між невідомими осіданнями та реакціями опор використана залежність Вінклера  $R_i = k_i \cdot a_i$ , ( $i = 1, m + 1$ ), де  $R_i$  – реакція,  $k_i$  – коефіцієнт жорсткості, а  $a_i$  – осідання пружної опори «i».

Для обчислення деформацій балки як на пружних опорах, так і у прогонах накладені додаткові в'язі. Перетворена розрахункова система наведена на рис. 4, де нумерацію невідомих переміщень  $a_i$  ( $i = 1, n$ ) виконано так щоби прогони балки мали парні індекси.

Як доведено в [1], невідомі переміщення перетвореної системи можуть бути знайдені в результаті розв'язування матричного рівняння методу переміщень  $RA + R_q = 0$ , де  $A = [a_1, a_2, a_3, \dots, a_{n-3}, a_{n-2}, a_{n-1}, a_n]^T$ ,  $R_q = [R_{1,q}, R_{2,q}, R_{3,q}, \dots, R_{n-3,q}, R_{n-2,q}, R_{n-1,q}, R_{n,q}]^T$ . Елементи матриці  $R$  та компоненти вектора  $R_q$  знаходять із графіків одиничних функцій  $\bar{a}_i$  ( $i = 1, n$ ) та функції  $M_q^0$  у перетвореній системі [1, 6].

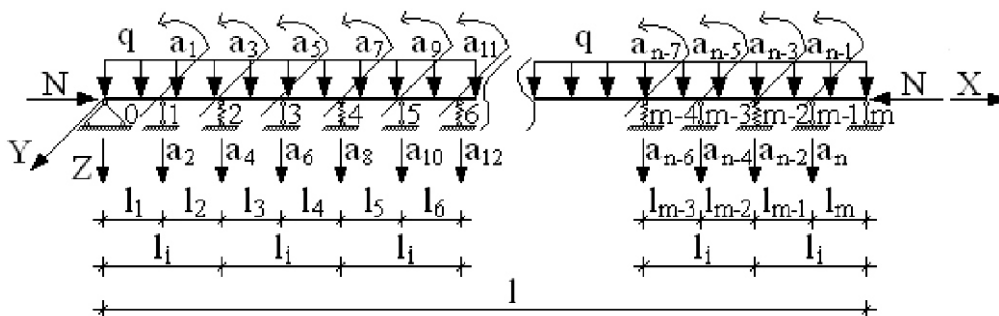


Рис. 4. Перетворена розрахункова система



Рис. 5. Використання запропонованої балко-ферми у конструкції перекриття



Рис. 6. Використання запропонованої підкрівляної балко-ферми прогоном 12 м у перекритті цеху заводу експериментальних механічних випробувань у м. Львові:  
а – загальний вигляд; б – фрагмент

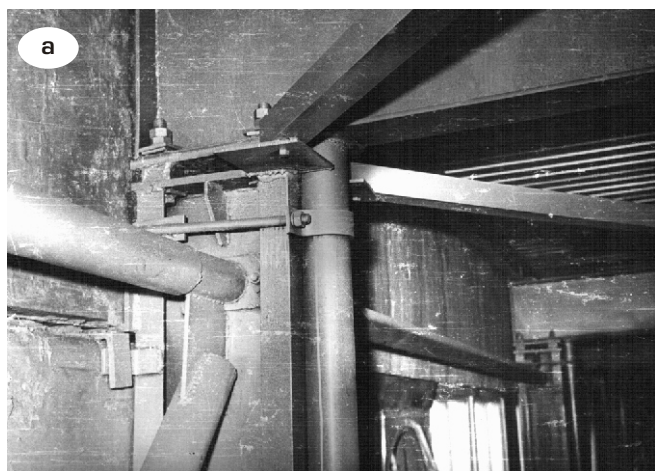


Рис. 7. Підсилення конструктивних елементів промислових об'єктів:  
а – колон цеху Калуського ВО «Нафтобурмашремонт»;  
б – розкосів ферм покриття прогоном 36 м котельні Бурштинської ТЕС





**Рис. 8. Підсилення колон естакади Рівненського ВО «Азот»:**  
а – загальний вигляд; б, в – фрагменти

Запропонований новий метод регулювання НДС комбінованих систем дозволяє широко впроваджувати їх як при новому будівництві, так і при реконструкції існуючих будівель і споруд (рис. 5–8).

Регулювання НДС сталевих конструкцій в умовах експлуатації доцільно виконувати в процесі їхнього підсилення під експлуатаційним навантаженням [7]. Величина регулюючого

(розвантажуючого) зусилля може визначатись як із умов рівнонапруженості на контактні основні і підсилюючі перерізи, так і додаткового зменшення прогинів підсилюваних конструкцій. Остання умова враховувалась при підсиленні сильнодеформованих стійок, колон і великопрогонових ферм покриття ряду промислових об'єктів.

#### Висновки.

- Розроблено новий метод розрахунку комбінованих систем за деформованими схемами, який дозволяє виконувати регулювання зусиль за допомогою спеціальних співвідношень жорсткісних параметрів елементів для досягнення рівнонапруженості розрахункових перерізів у їх основних конструктивних елементах (балці жорсткості) без попереднього напруження.
- Запропонована методика регулювання зусиль у комбінованих системах дозволяє отримувати конструкції більш економічно ефективні, порівняно з відомими, що підтверджується практикою їхнього використання.
- Встановлено, що елементи підкріплення балки жорсткості потрібно виконувати не із високоміцної, а із звичайної сталі, що дає більший економічний ефект.
- Практичний досвід підсилення металевих конструкцій під навантаженням підтвердив ефективність регулювання їхнього НДС із використанням запропонованого методу, який дозволяє не тільки зменшити зусилля і прогини у підсилюваних елементах, а й збільшити несучу спроможність поздовжньо-стиснутих конструкцій.

- [1] Гоголь М.В. Узагальнений метод розрахунку металевих конструкцій з регулюванням зусиль // Вісник НУ «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – 2002. – № 462. – С. 25–34.
- [2] Беленя Е.И., Стрелецкий Н.Н., Веденников Г.С., Клепиков Л.В., Морачевский Т.Н. Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.
- [3] Патент 50014 А Україна, МКИ 7 Е04С3/10 В66С17/00. Балкова конструкція/Гоголь М.В., Гайда О.М. – № 99127148; Заявл. 28.12.99. – Опубл. 15.10.02. – 2 с.
- [4] Патент 46983 А Україна, МКИ 7 Е04С3/10. Прогінна конструкція/Гоголь М.В., Гайда О.М., Чайка Б.С. – № 2001031714; Заявл. 14.03.01. – Опубл. 17.06.02. – 2 с.
- [5] Патент 48841 А Україна, МКИ 7 Е04С3/08. Шпренгельна балка/Гоголь М.В., Чайка Б.С., Гайда О.М., Надала І.В. – № 2001128874; Заявл. 21.12.01. – Опубл. 15.08.02. – 2 с.
- [6] Пермяков В.О., Гоголь М.В. Проблема напружено-деформованого стану плоских стержневих металевих конструкцій // Вісник НУ «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – 2004. – № 464. – 4 с.
- [7] Бельский М.Р. Усиление сжатых стержней стальных конструкций под эксплуатационной нагрузкой. – М.: Стройиздат, 1984. – 153 с.

Надійшла 07.02.2008 р.

УДК 531.38; 534.01

## ОПТИМІЗАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ КОНТУРА УПРАВЛІННЯ СТРУМОМ ЕЛЕКТРОМАГНІТНОГО ФРИКЦІЙНОГО СЕЙСМОДЕМПФЕРА ПРИ РОЗРИВНОМУ СЕЙСМІЧНОМУ ПРИСКОРЕННІ

Розглянуто задачу вибору сталої часу та коефіцієнта підсилення аперіодичного контура управління струмом фрикційного електромагнітного сейсмодемпфера механізму сейсмоізоляції. Вибрані параметри обумовлюють мінімум абсолютного пришвидшення твердого тіла при багаточастотному нестационарному збуренні. Побудована улоговинно-лункова методика визначення мінімального значення двохкоординатної цільової функції.

The problem about a choice of time constant and factor of gain amplification aperiodic contour of current control of frictional electromagnetic damper of isolation gear is considered. The chosen parameters cause a minimum of absolute acceleration of rigid body by a multifrequency nonstationary excitation. The ravine hole methodic of calculation minimal value of two-coordinate target function is constructed.

**Ключові слова:** електромагнітний сейсмодемпфер, контур управління, коефіцієнт підсилення.

**М**еханізми сейсмоізоляції (МС) з другої половини минулого сторіччя стали розроблятися і застосовуватися як засіб пом'якшення негативних наслідків сильних землетрусів [2, 3, 5, 9, 12, 13]. На даний час досліджені моделі і розроблені конструкції керованих демпфувальних пристроїв. Такі пристрої містять вузли традиційних рідинних демпферів, заповнених електро- або магнітореологічними суспензіями [10, 11]. Фізико-механічні властивості цих матеріалів дуже залежать від тих електричних або магнітних полів, що прикладаються до них. Це дозволяє ефективно управляти процесом коливань об'єктів, що містять подібні «рідинні» демпфувальні пристрої. Одним із можливих шляхів поліпшення дисипативних властивостей сейсμοзахисних пристроїв може бути використання «сухих» (що не містять будь-яких рідин) електромагнітних фрикційних демпферів, керованих способом зворотного зв'язку [8, 14–15]. У пропонованій роботі досліджується вплив параметрів контура зворотного зв'язку (КЗЗ) на динамічні властивості коливальної системи твердого тіла, що містить МС із керованим електромагнітним демпфером.

**Розрахункова схема і математична модель досліджуваної системи.** На рис. 1 зображено тверде тіло з опорним сфероїдально-кульовим МС, забезпечене електромагнітним демпфером у вигляді соленоїда, який вільно переміщується по вертикальних напрямних.

За наявності струму  $I$  в соленоїді він притискається з силою  $N = N(I)$  до феромагнітної поверхні  $S$  фундаментної плити, складовою частиною якої є МС, закладений у ґрунт. Великою струму в соленоїді можна управляти сигналом, що знімається з акселерометра, за-



**М.П. Плахтієнко**

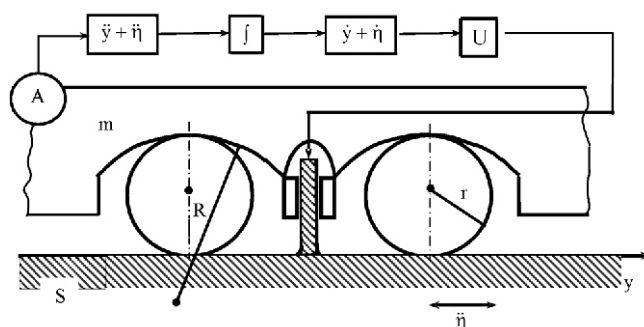
провідний науковий співробітник  
Інституту механіки ім. С.П. Тимошенка  
НАН України, д-р фіз.-мат. наук, старший  
науковий співробітник



**А.Т. Забуга**

провідний інженер  
Інституту механіки ім. С.П. Тимошенка  
НАН України

ріпленого на рухомому тілі масою  $m$ , який вимірює його абсолютне прискорення. Сигнал піддається інтеграції і посиленню в ланцюзі зворотного зв'язку, який вважатимемо аперіодичним. Тут передбачається, що соленоїд живиться постійним струмом, тому контур управління повинен забезпечувати умову  $I(t) > 0$ . Таким чином, струм  $I$  має залежати від модуля абсолютної коливальної швидкості руху об'єкта, що захищається.



**Рис. 1.** Розрахункова схема твердого тіла з механізмом сейсмоізоляції, що містить керований демпфер

Обчислимо горизонтальну відновлювальну силу гравітаційного походження та складемо диференціальні рівняння коливальних рухів твердого тіла. Згідно з [16] знайдемо коефіцієнт гравітаційної жорсткості при малих горизонтальних переміщеннях твердого тіла навколо положення рівноваги. На рис. 2 показано фрагмент МС твердого тіла з однією опорною сферою у відхиленому положенні.

Позначимо через  $y_A, z_A$  координати вищої точки  $A$  виїмки тіла в системі декартових координат  $Oyz$  із початком у точці контакту кулі з плоскою поверхнею кочення в положенні рівноваги. У положенні рівноваги твердого тіла точки  $A$  і  $B$  збігаються. Тіло маси  $m$  здійснює поступальні коливання, тому його довільна точка рухається так само, як точка  $A$  виїмки. Координати точки  $A$   $y_A, z_A$  зв'язані кінематичним інтегрованим зв'язком

$$\dot{y}_A^2 + \dot{z}_A^2 = v_A^2, \quad (1)$$

при цьому

$$z_A = (R - r)(1 - \cos \alpha) - 2r, \quad v_A = r \dot{\alpha} \sin \alpha, \quad (2)$$

де  $\alpha$  – кут між вертикаллю і радіусом  $r$ , проведений із центра кулі в точку  $B$  на його поверхні, яка в положенні рівноваги ( $\alpha = 0$ ) систем тіл співпадає з точкою  $A$ ;  $\dot{\alpha}$  – миттєвий радіус обертання, який сполучає точки контакту кулі з тілом і горизонтальною площиною у відхиленому положенні

$$\dot{\alpha} = r \sqrt{2(1 - \cos \alpha)}, \quad r / (R - r). \quad (3)$$

У цих і подальших формулах  $\alpha$  – кут між радіусом  $R$  виїмки, проведеним у точку контакту кулі з тілом і вертикаллю. Кут прийемо як лагранжеву узагальнену координату твердого тіла. На підставі формул (1)–(3) обчислюємо

$$\dot{z}_A = r \dot{\alpha} \sin \alpha, \quad \dot{y}_A = r \dot{\alpha} (1 - \cos \alpha). \quad (4)$$

Згідно з цими формулами функція Лагранжа даної системи має вид  $L = T - \Pi$ , де

$$T = \frac{1}{2} m (\dot{y}_A^2 + \dot{z}_A^2), \quad \Pi = mgz_A.$$

Підставляючи сюди співвідношення (1), (4), складаємо рівняння Лагранжа II роду відносно узагальненої координати

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{y}} \right) - \frac{\partial T}{\partial y} + \frac{\partial \Pi}{\partial y} = 0.$$

При малих значеннях

$$\dot{y}_A \approx 2r \dot{\alpha}; \quad z_A \approx 2r - \frac{1}{2} \frac{r^2}{(R - r)} \alpha^2.$$

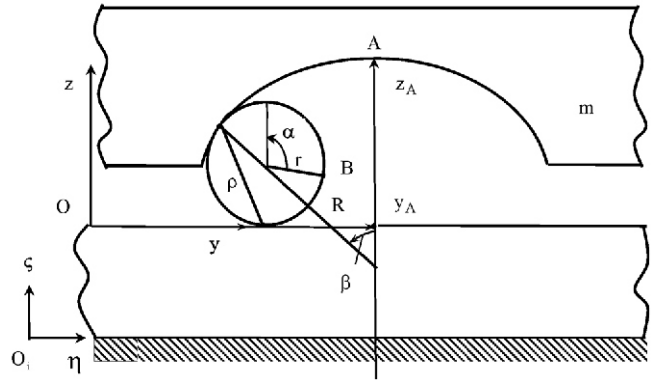


Рис. 2. До обчислення гравітаційної жорсткості твердого тіла з сфероїдально-кульовим механізмом сейсмоізоляції

З урахуванням цих співвідношень із рівняння Лагранжа II роду отримуємо лінійне рівняння

$$4mr^2 \ddot{y} + \frac{mgr^2}{(R - r)} y = 0.$$

Далі з урахуванням  $y_A \approx 2r$  знаходимо

$$m\ddot{y}_A + \frac{mg}{4(R - r)} y_A = 0. \quad (5)$$

Коефіцієнт при  $y_A$  у цьому рівнянні представляє гравітаційну жорсткість  $c = \frac{mg}{4(R - r)}$  тіла при малих відхиленнях, приведену до осі  $Oy$ .

Таким чином, з урахуванням сил тертя природного і штучного походження, а також сил інерції від горизонтального переносного прискорення  $\ddot{y}(t)$  несучої плити МС, маємо такі рівняння поступального руху твердого тіла маси  $m$ :

$$m\ddot{y} + [b|\dot{y}| + \bar{f}N(I)] \text{sign } \dot{y} + cy = m\ddot{y}(t);$$

$$T \frac{dI}{dt} = I |U(\dot{y}, \ddot{y})|;$$

$$y(t_0) = \dot{y}(t_0) = I(t_0) = 0, \quad (6)$$

де  $y = y_A$  – горизонтальний зсув маси  $m$  від положення рівноваги, при якій точки контакту кулі з поверхнею виїмки знаходяться на одній вертикалі;  $T, U$  – постійна часу і коефіцієнт підсилення контура зворотного зв'язку;  $cy$  – поновлювальна сила гравітаційного походження. У загальному випадку коефіцієнт гравітаційної «жорсткості»  $c$  при великих коливаннях є функцією горизонтального переміщення  $y$ . Величина в квадратних дужках першого рівняння є силою опору руху. При цьому величина  $b|\dot{y}|$  відображає природне (некероване) демпфування системи.

Випадок  $\bar{f} = 0$  відповідає силі кулонового тертя, при цьому  $\bar{f}$  – коефіцієнт тертя ковзання; значення  $\bar{f} = 1$  відповідає в'язкому, а  $\bar{f} = 2$  – турбулентному опору. Формально параметр може приймати будь-яке невід'ємне значення. Права частина другого рівняння системи (6) у формі  $|U(\dot{y} - \dot{y}_0)|$  забезпечує невід'ємність струму  $I(t)$ , якщо  $I(0) = 0$ , що еквівалентно наявності додатнього тиску соленоїда на поверхню ковзання.

Наявність природного кулонового тертя зумовлює зону застою при  $\dot{y} = 0$ , якщо

$$h - \bar{f}(N(I(t)) - mg) > |m\ddot{y}(t) - cy|.$$

У цьому випадку замість рівнянь (6) маємо наступні:

$$\begin{aligned} \ddot{y} &= 0, \quad y = const; \\ T \frac{dI}{dt} &= I |U - U_0|, \quad U = 0. \end{aligned}$$

Це означає, що струм у котушці соленоїда має місце, але тіло маси  $m$  здійснює тільки переносний рух разом із фундаментною платформою. Далі розглядатимемо рух маси  $m$  без попадання її в зону застою.

Приймемо також гіпотезу про аналітичну залежність сили притиску  $N$  від струму  $I$ :

$$N(I) = \sum_{k=1}^M q_k I^k, \quad \text{де } \lim_{k \rightarrow \infty} q_k = 0.$$

Справедливість цієї гіпотези може підтвердити (або спростувати) тільки експеримент. Зрозуміло, що для великих значень струму вказана гіпотеза може бути несправедливою. Для отримання прозорих результатів обмежимося малими невід'ємними значеннями струму і лінійним наближенням функції  $N(I)$

$$N(I) = q_1 I, \quad q_1 > 0, \quad I > 0. \quad (7)$$

Величину  $\bar{f}q_1 I$  слід вважати лінійною частиною сили керованого демпфування.

Система (1), (2) при  $\bar{f} = 1$  має одну із властивостей, що притаманні лінійним системам. Назвемо її  $K$ -властивістю і полягає вона в наступному. Нехай при  $\dot{y}(t) = \dot{y}_1(t)$  система (6), (7) допускає розв'язок  $y = y_1(t)$ ,  $I = I_1(t)$ . Тоді при  $\dot{y}_2(t) = K \dot{y}_1(t)$ ,  $K = const$  встановлюємо, що розв'язок цієї системи набуває вид  $\dot{y}_2(t) = K \dot{y}_1(t)$ ,  $I_2(t) = K I_1(t)$ . Отже, динамічна поведінка даної системи при  $\bar{f} = 1$  інваріантна відносно рівня інерційного збурення.

Представлена схема фрикційного електромагнітного демпфера із зворотним зв'язком не містить порівнюючого пристрою і виконавчого

серводвигуна. Це відрізняє дану систему від класичних типів систем управління із зворотними зв'язками [8]. Вказану систему в рівній мірі можна відносити і до напівпасивної, і до напівактивної. Дотримуватимемося останнього визначення [9,10,12].

**Спосіб вибору постійної часу і коефіцієнта підсилення контура зворотного зв'язку.** Параметри  $T$  і  $U$  у даній системі слід вибирати з умови забезпечення мінімуму максимуму модуля абсолютного прискорення твердого тіла при його вимушених коливаннях, обумовлених інерційним навантаженням. Зокрема, вказані параметри можна розглядати як управління, що мінімізують вибрану функцію мети  $J$ . Якщо цю функцію прийняти у формі повного інтеграла від залежності, яка диференціюється по фазових координатах, швидкостях і управліннях, можна отримати узагальнену варіаційну задачу [6], що зводиться до диференціальних рівнянь Ейлера і кінцевих співвідношень. Цей підхід пов'язаний із необхідністю розв'язку крайової задачі для  $2n$  ( $n$  – число фазових координат системи) диференціальних рівнянь першого порядку і системи  $k$  ( $k$  – число управлінь) нелінійних алгебраїчних рівнянь. Обчислення ці достатньо складні і в результаті приводять до визначення оптимальних розв'язків лише для конкретного виду збурення  $\ddot{y}(t)$ . Такий підхід у виборі одного коефіцієнта демпфування системи з одним ступенем свободи пропонується в роботі [9].

У багатьох практичних випадках мінімізації функціоналів більш ефективними виявляються переважно так звані прямі методи, за якими шукані управління  $U(t)$  можна наблизити послідовністю відомих функцій  $U_1(t)$ ,  $U_2(t)$ , ... , які вибираються таким чином щоб задовольняти певні умови. Кожна з функцій  $U_r(t)$  ( $r = 1, 2, \dots$ ) повинна бути достатньо гладкою функцією від  $n$  постійних параметрів  $r_1 = (r_1, r_2, \dots, r_m)$ . Останні визначаються так щоб забезпечувати максимум або мінімум функціонала

$$J_r(r_1, \dots, r_m) = \int_0^{t_c} V(x(t, r), \dot{x}(t, r), U_r(t, r), (t, r), \dot{y}(t), \ddot{y}(t)) dt, \quad (r = 1, 2, \dots),$$

де  $V(\cdot)$  – критеріальна функція;  $x(t, r)$ ,  $(t, r)$  –  $n$ -вектори фазових координат системи і множників Лагранжа відповідно;  $U_r(t, r)$  –  $k$ -вектор управлінь;  $r$  –  $n$ -вектор постійних параметрів;

$\dot{r}(t)$  – задані шматково-неперервні диференційовані функції. Це приводить до вимоги прирівнювання нулю часткових похідних від  $J_r(\cdot)$  по аргументах  $r_i$

$$\frac{J_r}{r_i} Q_{ri}(r_1, r_2, \dots, r_n) = 0, \quad (i=1, 2, \dots, n), \quad (r=1, 2, \dots).$$

Корені цих рівнянь відповідають екстремумам цілком визначеної гіперповерхні і належать тільки внутрішнім точкам області задання параметрів  $r_n$ . Система останніх рівнянь може бути розв'язана чисельно шляхом уточнення її наближених коренів, якщо такі відомі [1].

Прозорі результати при використанні прямого методу отримуються, якщо число шуканих параметрів  $r_n$  не перевищує два, зрідка три:  $n \leq 3$ . Це узгоджується з тією обставиною, що «всякий універсальний метод рішення задач мінімізації должен обладать существенными недостатками» [1, с. 333]. Ці недоліки виявляються тим частіше, чим більшу розмірність має задача мінімізації. Не вільний від недоліків також і метод оптимізації, що зводиться до розв'язку крайової задачі для системи звичайних диференціальних рівнянь першого порядку типу Ейлера.

Далі для оптимізації двох параметрів  $K33$   $T, U$  у категорії постійних величин користуватимемося улоговинно-лунковою методикою пошуку мінімуму функції двох змінних. Суть її полягає в наступному.

Нехай функція  $J = J(x, y)$ , яка мінімізується, має форму поверхні з улоговиною, найнижчі точки якої спроектуємо на площину  $Oxy$  і отримаємо деяку лінію, яку позначимо  $(x, y) = 0$ . Визначимо мінімум функції  $J(x, y)$ , який лежить на дні улововини. Такий мінімум можна знайти, рухаючись кроками уздовж лінії  $(x, y) = 0$  від початкової точки  $x_0, y_0$ . Використовуючи множник Лагранжа, введемо функцію

$$(x, y) = J(x, y) + \lambda(x, y)$$

і знайдемо її екстремум, прирівнюючи до нуля її часткові похідні по змінних  $x, y$ ,

$$\begin{aligned} \frac{\partial J}{\partial x} + \lambda \frac{\partial \lambda}{\partial x} &= 0, \\ \frac{\partial J}{\partial y} + \lambda \frac{\partial \lambda}{\partial y} &= 0, \\ \lambda(x, y) &= 0. \end{aligned} \quad (8)$$

Нехай  $\lambda = 0$ , тоді за допомогою другого рівняння системи (8) виключимо множник  $\lambda$  з її першого рівняння. Через третє рівняння системи (3) часткові похідні від функції пов'язані співвідношенням

$$\frac{\partial J}{\partial x} = - \frac{dy}{dx} \frac{\partial J}{\partial y} = 0.$$

Таким чином, встановлюємо, що перші два рівняння системи (8) еквівалентні одному

$$\frac{\partial J}{\partial y} + \frac{J}{x} = \frac{\partial J}{\partial y} \frac{dy}{dx} = 0.$$

Звідси знаходимо

$$\frac{J}{x} dx + \frac{J}{y} dy = 0. \quad (9)$$

Розділимо співвідношення (9) на величину  $ds = \sqrt{dx^2 + dy^2} = 0$  і отримаємо умову екстремуму функції двох змінних  $J(x, y)$

$$\frac{J}{x} \frac{dx}{ds} + \frac{J}{y} \frac{dy}{ds} + \frac{dJ}{ds} = 0, \quad (10)$$

де  $\frac{dJ}{ds}$  – похідна критеріальної функції уздовж напрямку, що задається траєкторією улововини, при цьому  $s$  дугова координата точки на лінії  $(x, y) = 0$ .

Отже, якщо в точці  $s = s_1$  маємо  $\left. \frac{dJ}{ds} \right|_{s=s_1} = 0$

при  $\left. \frac{d^2 J}{ds^2} \right|_{s=s_1} > 0$  отримаємо локальний мінімум,

що відповідає лунці на дні улововини; якщо ж  $\left. \frac{d^2 J}{ds^2} \right|_{s=s_1} < 0$ , тоді має місце локальний максимум

(горбок на лінії дна улововини). Рух кроками уздовж проекції дна улововини по площині  $Oxy$  здійснюється за рівнянням

$$y - y_0 = \frac{dy}{dx} \Big|_{x=x_k} (x - x_k),$$

( $k = 0, 1, 2, \dots$ ), де згідно з (9)

$$\frac{dy}{dx} = - \frac{J}{x} \frac{y}{J} = - \frac{y}{x}, \quad (x_0, y_0) = 0.$$

Таким чином, якщо поверхня критеріальної функції є достатньо гладкою і має ряд непересічних улововин, що містять лунки і горбки, визначення її мінімуму є простою рутинною задачею.

Якщо всередині області задання функції  $J(x, y)$  не знайдеться жодної улоговини, де  $\frac{dJ}{ds} = 0$ , це означає, що мінімум цієї функції повинен бути на межі області її задання. Нехай  $\Gamma = \Gamma(x, y) = 0$  і є цією межею. У цьому випадку роль лінії улоговини повинна виконувати лінія  $\Gamma(x, y) = 0$ . Нехай  $s$  є натуральною координатою точки  $P = P(x, y)$  межі  $\Gamma(x, y)$ , яка починає відлік від деякого початку. Обчислимо залежність  $J(x, y)|_{x,y \in \Gamma} = J(s)$ . Тоді як і для випадку улоговини маємо умови для отримання мінімуму  $\frac{dJ}{ds}|_{s=s_1} = 0$  при  $\frac{d^2J}{ds^2}|_{s=s_1} > 0$ . Найменше із значень  $J_i(x_i, y_i)$  ( $i = 1, 2$ ) буде знайденим оптимальним значенням шуканих координат.

Для неперервних, але негладких поверхонь можна також застосувати описаний підхід, проте пошук мінімуму буде об'ємнішим. Крім того, поверхні критеріальних функцій можуть містити локальні екстремуми на схилах будь-якої з улоговин. Описаний підхід корелюється з методом яру оптимізації функції багатьох змінних [1] і є його подальшим розвитком.

Улоговинно-лунковий підхід використаємо для пошуку оптимальних постійних параметрів  $T, U$  КЗЗ, які обумовлюють мінімальне значення максимуму абсолютного прискорення твердого тіла, зображеного на рис. 1.

Прийmemo швидкість переносного руху твердого тіла у вигляді суми затухаючих ромбічних гармонік [4]

$$\ddot{y}(t) = \sum_{k=1}^M b_k [ \sum_{k=1}^2 Q_k^2(t) \cos^{(1)}(k(t)) + Q_k(t) \cos(k(t)) ],$$

де (11)

$$Q_k(t) = (1 - k t)^{-1}, \quad k(t) = k t S_k.$$

Покладемо також постійними декрементні та частотні параметри твердого тіла і інерційного збурення. За цих умов чисельною інтеграцією рівнянь (6), (7) дослідимо залежність від конструктивних параметрів  $T, U$  коефіцієнта підсилення твердим тілом переносного прискорення. Вказаний коефіцієнт підсилення (динамічності за прискоренням), який є одним із основних параметрів при оцінці сейсмічних навантажень в теорії сейсмостійкості споруд, визначимо за формулою

$$(T, U) = \max_t | \ddot{y}(t, T, U) | / \max_t | \ddot{y}(t) |. \quad (12)$$

Величина  $\ddot{y}(t)$  відповідно до виразу (11) має вид

$$\ddot{y}(t) = \sum_{k=1}^M b_k [ 2 \sum_{k=1}^2 Q_k^3(t) \cos^{(1)}(k(t)) + 2 \sum_{k=1}^2 Q_k^2(t) \cos(k(t)) + \sum_{k=1}^2 Q_k(t) \cos^{(1)}(k(t)) ].$$

Побудуємо залежність  $(T, U)$  у формі неперервної поверхні і оцінимо її найнижчі значення в обмеженій області

$$T, U \in D(T, U): T \in [0, T_c/4], U \in [U_0, U_1].$$

Розділимо перше рівняння системи (6), (7) на  $m$  та введемо величини:  $c^2 = c/m; b_c = f_{q1}/m; h_1 = b_c/m, (i = 0, 1, 2)$ .

На рис. 3 зображена поверхня  $(T, U)$ , отримана за такими параметрами:

$$q = \sqrt{2}; D = 0,3; c = 1; T_c = 6,2832;$$

$$h_1 = b_c D / T_c = 0,0477; M = 5; k = (1, M);$$

$$b_k = \frac{4q(k-2)}{2M}; S_k = \frac{4q(k-1)}{M};$$

$$k = [0,1, 0,1, 0,1, 0,1, 0,1]; b_k = [1,1,1,1,1];$$

$$U \in [1, 15]; T \in [0,1T_c, 0,25T_c].$$

Як бачимо, поверхня  $(T, U)$  має найнижчі точки на межі області задання параметрів  $U, T$ . Межа  $\Gamma(T, U)$  має форму периферії прямокутника. Шуканий мінімум знаходиться на межі області задання функції  $(T, U)$  в точці з координатами  $U = 13,6; T = 0,6283$ . Ці значення можна прийняти як оптимальні параметри КЗЗ.

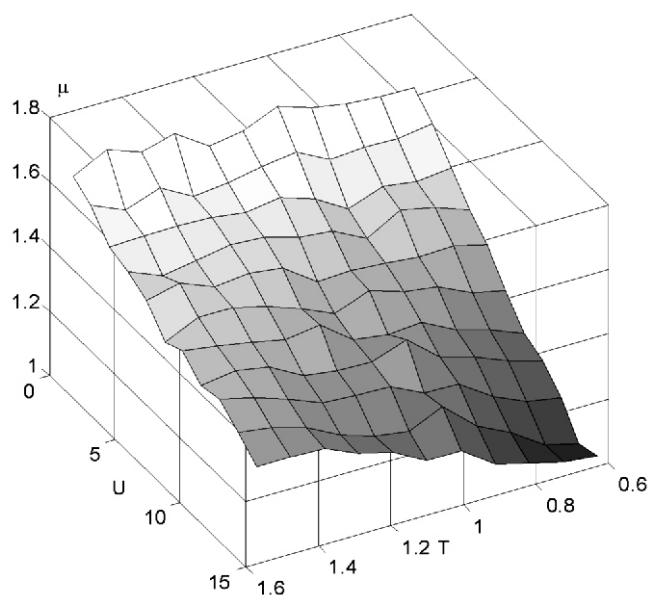


Рис. 3. Поверхня функції  $(T, U)$

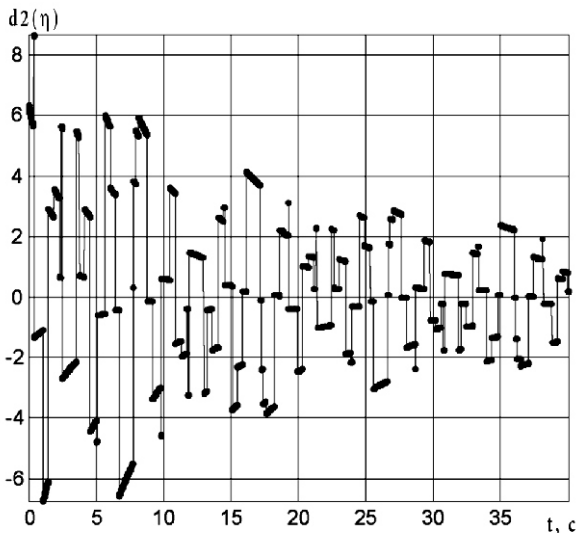


Рис. 4. Процес розривного сейсмічного прискорення  $\ddot{\eta}(t)$

При цих значеннях параметрів на рис. 4 зображено процес зовнішнього інерційного розривного збурення.

На рис. 5 суцільною лінією показано знакопостійний процес зміни величини  $b_c I$ , пунктирною лінією – знакозмінний розривний процес, що представляє абсолютне прискорення твер-

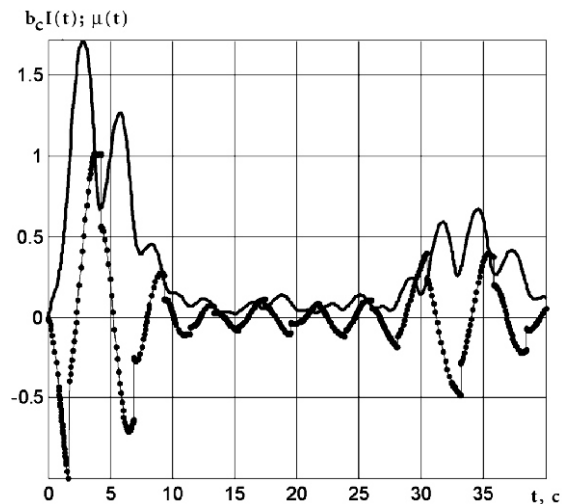


Рис. 5. Процеси зміни струму в сейсмодемпфері та абсолютному прискоренні твердого тіла, віднесеному до пікового значення переносного прискорення

дого тіла, віднесене до максимуму модуля розривного прискорення платформи

$$(t, T, U) \quad (\ddot{y}(t, T, U) \quad \ddot{\eta}(t)) / \max_t |\ddot{\eta}(t)|.$$

Ці процеси отримані при оптимальних значеннях параметрів  $U = 13,6$ ,  $T = 0,6283$ , що належать до межі області їхнього визначення.

- [1] Бахвалов Н.С., Жидков Н.П., Кобельков Г.М. Численные методы. – М.: Наука. Физматгиз, 1987. – 598 с.
- [2] Назин В.В. Новые сейсмостойкие конструкции и железобетонные механизмы сейсмоизоляции зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1993. – 133 с.
- [3] Плахтиенко Н.П. К вопросу об определении сейсмических нагрузок для гибких сооружений // Сейсмостойкое строительство. – 2000. – № 1 (Москва). С. 33–36.
- [4] Плахтиенко М.П. Ромбічні функції: початки теорії та прикладні задачі. Київ. – 2005. – 132 с.
- [5] Плахтиенко М.П., Забуга А.Т. Нормативне визначення сейсмічних навантажень гнучких споруд від прискореного руху ґрунту // Конструкції гражданских зданий. Сборник научных трудов КиевЗНИИЭП. – 2001 – С. 3–13.
- [6] Понтрягин Л.С., Болтянский В.Г., Гамкрелидзе Р.З., Мищенко Е.Ф. Математическая теория оптимальных процессов. М.: Физматгиз – 1961. – 391 с.
- [7] Черноушко Ф.Л., Банечук Н.В. Вариационные задачи механики и управления. Численные методы. М.: Наука. – 1973. – 238 с.
- [8] Теория автоматического управления. (Под ред. Пугачева В.С.) М.: Физматгиз. – 1963. – 646 с.
- [9] Aldemir U., Gavin H.P. Optimal Semiactive Control of Structures with Isolated Base // Прикл. механіка. – 2006. – Т. 42, № 2. – С. 129–135.
- [10] Carlson J. D., Spencer B.F. Magnetorheological fluid dampers for semiactive seismic control. Proc., Third Int. Conf. on Motion and Vibration Control, Vol. III. P. 35–40.
- [11] Gavin H.P., Hanson R.D., Filisko F.E. Electrorheological Dampers, part I: Analysis and Design; Part II: Testing and Modeling Trans. ASME, Journal of Applied Mechanics. 1996. Vol. 63. P. 669–682.
- [12] Karnopp D. Active and semi-active vibration isolation. Transactions of the ASME, Special 50-th Anniversary Design Issue. Vol. 117. P. 177–185 (1995).
- [13] Kelly J.M. The role of damping in seismic isolation // Earthquake Energy. and Struct. Dyn. – 1999. – V. 25. – P. 3–20.
- [14] Larin V.B. On Static Output- Feedback Stabilization of a Periodic System // Int. Appl. Mech. – 2006. – 42, N 3. – P. 357–363.
- [15] Larin V.B., Tunik A.A. Dynamic Output Feedback Compensation of External Disturbances // Int. Appl. Mech. – 2006. – 42, № 5. – P. 606–616.
- [16] Plakhtienko N.P. Nonlinear One-Dimensional Seismodynamic Model of a Solid with Shock Absorbing Support // Int. Appl. Mech. – 2003. – 41, № 3. – P. 336–345.

Надійшла 17.04.2008 р.

## ПРОТИПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗГІДНО З НОРМАМИ EN 1995-1-2

Розглядається робота і методи проектування дерев'яних конструкцій з урахуванням впливу пожежі згідно з нормами EN 1995-1-2. Інтенсивне нагрівання елементів дерев'яних конструкцій під час пожежі поступово призводить до їхнього руйнування – вогнестійкість випливає зі змінності фізико-механічних параметрів деревини в умовах підвищеної температури.

Behavior and methods of designing of timber structures in conditions of a fire according to standard EN 1995-1-2 is considered. Intensive heating in the fire of timber structures consequently leads to the damage of these structures – fire resistance results from physico-mechanical properties changeability of timber at elevated temperature.

**Ключові слова:** дерев'яні конструкції, вогнестійкість, інтенсивність пожежі, швидкість обуглення.

**П**ротивопожежна безпека будівельних конструкцій забезпечується шляхом надання будинкам відповідного класу протипожежної вогнестійкості, залежно від їхнього призначення і висоти [5]. Цих вимог необхідно дотримуватись також щодо дерев'яних конструкцій, виходячи із аналізу їхньої роботи під час пожежі. Аналіз охоплює дві проблеми – теплопровідність і несуча здатність конструкцій. Перша проблема вирішується на підставі термічного аналізу, здійсненого згідно з теорією розвитку пожежі та обміну тепла в нагрітих пожежею будівельних елементах, а друга – шляхом аналізу граничного стану вогневої несучої здатності, який характеризує втрату конструкцією можливості виконувати «несучу функцію» [6].

**Вимоги протипожежної безпеки, що ставляться до дерев'яних конструкцій.** Єврокоди – документи, опрацьовані під егідою Комісії Європейської Спільноти [1, 2], пропонують проектувати дерев'яні елементи згідно з нормами EN 1995-1-2 [2]. Цей документ рекомендує спрощене проектування дерев'яних конструкцій на пожежні навантаження і впливи, а розрахунки виконувати на підставі загальних принципів перевірки умов несучої здатності і експлуатації конструкції [4] з урахуванням змін, що відбуваються в елементах у результаті дії на конструкцію вогневого середовища, тобто шляхом введення відкоригованих значень фізико-механічних і геометричних параметрів.

Вплив пожежі на параметри поперечного перерізу елемента може бути врахований за допомогою методів редукованого поперечного перерізу (ефективний переріз), редукованих параметрів (залишковий переріз) або загальних методів розрахунку (рис. 1). Розрахункова модель повинна відображати поведінку конструкції під



**Анна Дембовська**

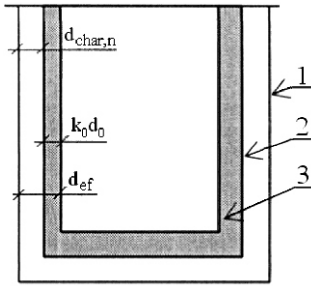
ад'юнкт кафедри основ будівельного проектування факультету будівництва Опольського політехнічного інституту, доктор інженерії (Польща)

час пожежі. Тому аналіз моделі необхідно здійснювати або як глобальний (враховує спосіб руйнування всієї конструкції), або як груповий (охоплює вибрані фрагменти), або як поелементний (охоплює окремі елементи). У кожному з видів проектних аналізів необхідно виконувати умову  $E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi}$ , де  $E_{d,fi}$  – розрахунковий ефект впливів на конструкцію при пожежі, а  $R_{d,t,fi}$  – розрахункове значення міцності при підвищеній температурі.

У спрощених розрахункових методах (груповий і поелементний аналізи) допускається визначати вплив на конструкцію наступним чином:  $E_{d,fi} = f_{fi} E_d$ , де  $E_d$  – розрахункове значення впливів на конструкцію при пожежі, а  $f_{fi}$  – коефіцієнт зменшення проектного навантаження (спрощено  $f_{fi} = 0,6$ ).

**Параметри аналізу пожежі.** Формулювання розрахункового алгоритму охоплених пожежею дерев'яних конструкцій передбачає визначення факторів впливу на вогнестійкість елементів конструкцій і прийняття певних принципів розрахунків. На величину значення вогнестійкості елементів впливає ряд параметрів, серед яких найбільш важливе значення мають такі: експозиція джерела термічного впливу, підвищення температури в охопленому пожежею приміщенні та в дерев'яному елементі (в необугленій частині), змінення міцності та жорсткості в за-



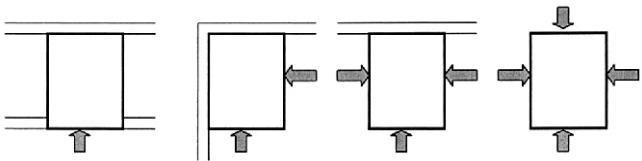


**Рис. 1.**  
Поперечні перерізи  
дерев'яного елемента:

- 1 – початковий;
- 2 – залишковий;
- 3 – ефективний

лежності від температури матеріалу конструкції, швидкість і глибина обвуглення деревини, змінення геометричних характеристик поперечного перерізу.

*Експозиція джерела термічного впливу.* Нагрівання дерев'яного елемента може відбуватися з однієї, двох, трьох або чотирьох сторін (рис. 2) в залежності від кількості поверхонь, на які безпосередньо діє вогонь. Останнє має вирішальний вплив не тільки на ступінь руйнування деревини і утворення форми необвугленої серцевини елемента, а й на розподіл температури всередині утвореної серцевини.



**Рис. 2.** Схеми нагрівання дерев'яних елементів

*Підвищення температури* суттєво впливає на параметри перерізу і призводить до зниження міцності конструкційного матеріалу і несучої здатності елемента. Підвищення температури продуктів згорання в охопленому пожежею приміщенні визначається кривими «температура – час», що характеризують розвиток пожежі [1]. Ці криві описують пожежу у фазі підвищення температури, найчастіше застосовується крива  $T = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1)$ , де  $T$  – температура у градусах Цельсія;  $t$  – час у хвиликах.

Підвищення температури в перерізі елемента залежить від температури газів, часу нагрівання, властивостей матеріалу і використаних вогнезахисних засобів. Для вирішення проблеми теплопровідності дерев'яних конструкцій приймають обґрунтоване результатами численних експериментальних досліджень конкретне значення підвищеної температури (приблизно

100 °С) для всього діапазону аналізу пожежі [3]. Підвищення температури при розрахунку несучої здатності елемента враховується застосуванням коефіцієнтів редуції у відповідних формулах.

*Змінення міцності та жорсткості матеріалу.* Дія температури на будівельні конструкції призводить до погіршення фізико-механічних властивостей матеріалу, через що несуча здатність перерізу зменшується аж до повного її зникнення. У випадку з дерев'яними конструкціями істотне значення має шар вугілля, який утворюється у результаті згорання, сповільнює процес деструкції та забезпечує збереження необвугленої серцевини перерізу. При цьому остання хоч і має підвищену температуру, але її величина є стабільною і меншою температури спалювання. Відкориговані значення міцності  $f_{d,fi}$  і пружності  $E_{d,fi}$  визначаються за допомогою залежностей [2], які дозволяють враховувати зміни, що відбуваються в серцевині перерізу внаслідок дії вогняного середовища,

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_k}{M_{,fi}}; \quad (1)$$

$$E_{d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{E_{05}}{M_{,fi}}, \quad (2)$$

де  $f_k$  – значення параметра стійкості при 20 °С;  $E_{05}$  – 5 % квантиль модуля пружності вздовж волокон при 20 °С;  $k_{mod,fi}$  – коефіцієнт редуції, який враховує вплив термічної дії;  $k_{fi}$  – коефіцієнт впливу пожежі ( $k_{fi} = 1,25$  для суцільної деревини;  $k_{fi} = 1,15$  для клеєної шарами деревини і плит із деревини);  $M_{,fi}$  – частковий коефіцієнт безпеки (в умовах пожежі  $M_{,fi} = 1,0$ ).

*Обвуглення деревини.* Деревина з точки зору впливу на неї пожежі кваліфікується як горючий матеріал, однак його вогнестійкість зовсім не є низькою, що пов'язано з властивостями деревини в умовах дії на неї високих температур і процесом піролізу. Якщо на деревину буде діяти температура вища за 100 °С без доступу кисню, то в ній почнуть відбуватися хімічні зміни, що характеризуються виділенням газоподібних продуктів розкладу (піролізу) деревини. Під час процесу спалювання на поверхні деревини наростає шар вугілля, який завдяки пористій структурі має низьку теплопровідність і обмежує не тільки доступ кисню до необвугленої серцевини елемента, а й зростання температури,

що дозволяє охопленій пожежею конструкції ще протягом певного часу знаходитись у працездатному стані.

Швидкість обвуглення поверхні деревини залежить від її виду і сорту, фізичних властивостей, умов експлуатації, способу нагрівання, швидкості зміни температури. Значення швидкості обвуглення  $v_0$  та  $v_n$  знаходяться в межах (0,4–1,1) мм/хв і залежно від виду, сорту і щільності деревини подані в табл. 1 [2].

Таблиця 1

Швидкість обвуглення  $v_0$  та  $v_n$  деревини, мм/хв

Вид і сорт деревини	$v_0$	$v_n$
<b>М'яка деревина:</b>		
суцільна, зі щільністю 290 кг/м <sup>3</sup>	0,65	0,80
клеєна шарами, зі щільністю 290 кг/м <sup>3</sup>	0,65	0,70
<b>Тверда деревина:</b>		
суцільна або клеєна шарами, зі щільністю:		
290 кг/м <sup>3</sup>	0,65	0,70
450 кг/м <sup>3</sup>	0,50	0,55

Обвуглення слід враховувати для всіх поверхонь елемента, які безпосередньо зазнають впливу температури. У випадку елементів, закритих облицювальними плитами, необхідно додатково враховувати затримку обвуглення дерев'яного елемента на час руйнування облицювання  $t_f$ , а також можливість зростання швидкості його обвуглення після руйнування вогнезахисного облицювання.

Залежно від прийнятої швидкості обвуглення визначається глибина обвуглення  $d$  поверхні деревини (рис. 3):  $d = v_0 t$ , де  $t$  – час нагрівання. Відповідно до прийнятого розрахункового методу остання формула підлягає коригуванню до одного з наступних виразів:

- метод редукованого поперечного перерізу:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0; \quad (3)$$

- метод редукованих параметрів при одновимірному обвугленні:

$$d_{char,0} = v_0 t; \quad (4)$$

- метод редукованих параметрів при ідеалізованому обвугленні з урахуванням ефекту заокруглення кутів:

$$d_{char,n} = v_n t; \quad (5)$$

де  $d_{ef}$  – ефективна глибина обвуглення;  $d_{char,n}$  і  $d_{char,0}$  – глибина обвуглення відповідно з урахуванням і без урахування ефекту заокруглення кутів;  $d_0$  – товщина шару з нульовою міцністю і жорсткістю ( $d_0 = 7$  мм);  $v_n$  і  $v_0$  – швидкості обвуглення;  $k_0$  – поправковий коефіцієнт зменшення, значення якого визначаються згідно з табл. 2 [2];  $t$  – час нагрівання.

Таблиця 2

Значення поправкового коефіцієнта зменшення  $k_0$

Тип поверхні	Час нагрівання $t$ , хв	Значення коефіцієнта $k_0$
Незахищена	< 20	$t/20$
Захищена при $t_{ch} \geq 20$ або $t_f \geq 20$	20	1,0

**Примітка.** Час початку обвуглення дерев'яного елемента позначено як  $t_{ch}$ , руйнування вогнезахисного облицювання –  $t_f$ .

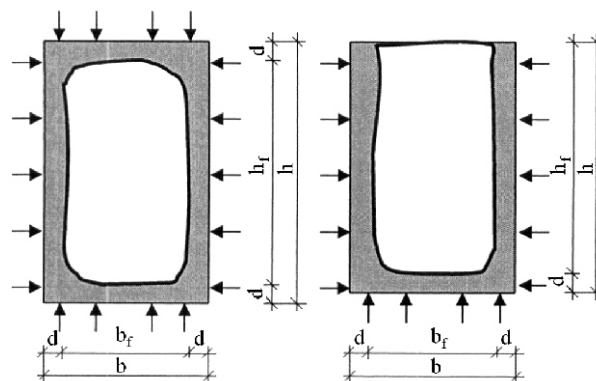


Рис. 3. Зменшення розмірів поперечного перерізу дерев'яного елемента

Зменшені розміри поперечного перерізу дерев'яного елемента, в залежності від кількості відкритих для дії вогню поверхонь (рис. 3) при 4-сторонній експозиції, визначаються за формулами  $b_f = b - 2d$  і  $h_f = h - 2d$ , а при 3-сторонній експозиції – за формулами  $b_f = b - 2d$  і  $h_f = h - d$ .

Змінення геометричних характеристик поперечного перерізу пов'язане зі зміною форми і розмірів перерізу, спричиненою обвугленням деревини. Рівняння, що описують геометричні характеристики, мають вид

$$F_f = F - dF; \quad I_F = I - y^2 dF; \quad S_f = S - y dF; \quad W_f = \frac{I_f}{y}.$$

З огляду на індивідуальний характер зміни форми поперечного перерізу під впливом обвуглення, кожний випадок повинен розглядатися індивідуально щодо врахування або неврахування заокруглення кутів перерізу.

Залежно від кількості поверхонь елемента, які нагріваються, серцевина перерізу набуває специфічної форми. Прості схеми (рис. 3) характерні для прямокутного перерізу і відрізняються від реальних, зокрема у випадку балок із вузьким перерізом. Залежно від кількості сторін елемента, які нагріваються, руйнування деревини відбувається з однієї, двох, трьох або чотирьох сторін. У результаті двосторонньої дії фронту піролізу на кутах перерізу відбудеться їхнє заокруглення (рис. 4), у зв'язку з чим прямокутний переріз елемента змінить не лише свої розміри, а й форму – серцевина набуде овальності (рис. 4, 5), для якої необхідно визначити геометричні характеристики. Однак у практиці проектування приймається прямокутна форма серцевини, компенсуючи більше руйнування деревини на кутах прийняттям більшої швидкості обвуглення. Іншою пропозицією є рекомендація [2] щодо врахування у методі редукованих параметрів міцності заокругленої зони у кутах, форма якої визначається її радіусом  $r$ .

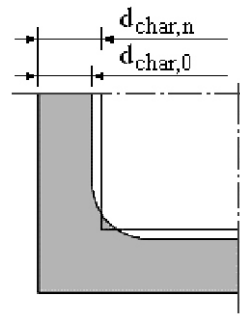


Рис. 4. Глибина обвуглення  $d_{char,0}$  і  $d_{char,n}$

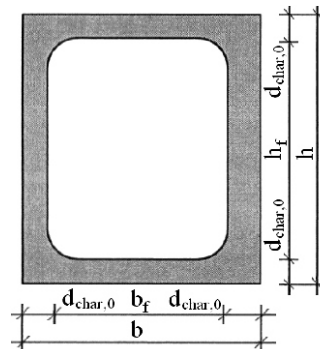


Рис. 5. Зменшення поперечного перерізу з урахуванням заокруглення кутів

**Метод редукованого поперечного перерізу.**

При застосуванні цього методу умови несучої здатності перевіряються за допомогою модифікованого розрахункового алгоритму з використанням ефективного поперечного перерізу (рис. 3), що утворюється в результаті зменшення розмірів початкового перерізу на ефективну глибину обвуглення, значення якої визначається за формулою (3), а коефіцієнт  $k_0$  приймається згідно з табл. 2.

У випадку захищених облицюванням поверхонь, для яких  $t_{ch} > 20$  або  $t_f > 20$ , необхідно використовувати лінійну залежність коефіцієнта  $k_0$  в інтервалі  $0 < k_0 < 1$  та у часовому інтервалі  $0 < t < t_{ch}$  або  $t = t_f$ , причому дійсним є менше значення. Крім того, для визначення значення міцності та модуля пружності для розрахунків необхідно брати коефіцієнт  $k_{mod,fi} = 1,0$ .

**Метод редукованих параметрів.**

При застосуванні цього методу умови несучої здатності перевіряються за допомогою модифікованого розрахункового алгоритму з використанням залишкового поперечного перерізу (рис. 3), який утворюється в результаті зменшення розмірів початкового перерізу на глибину обвуглення. При цьому у випадку обвуглення в одному напрямку його глибина визначається за формулою (4), а у разі приблизної глибини обвуглення – рівнянням (5). При формуванні овальної

серцевини поперечного перерізу лінію обвуглення в кутах згідно з [2] рекомендовано приймати у вигляді кола з радіусом  $r$ , що дорівнює глибині обвуглення  $d_{char,0}$ .

При коригуванні значень міцності і модуля пружності за формулами (1) і (2) використовується коефіцієнт зменшення  $k_{mod,fi}$ , значення якого розраховуються згідно з формулами [2] або графіком на рис. 6.

У випадку дерев'яних елементів, для яких  $t = 0$ , значення коефіцієнта зменшення дорівнює  $k_{mod,fi} = 1,0$ . Для дерев'яних елементів, які не захищені від вогню і для яких  $0 < t < 20$ , значення коефіцієнта  $k_{mod,fi}$  визначається шляхом лінійної інтерполяції.

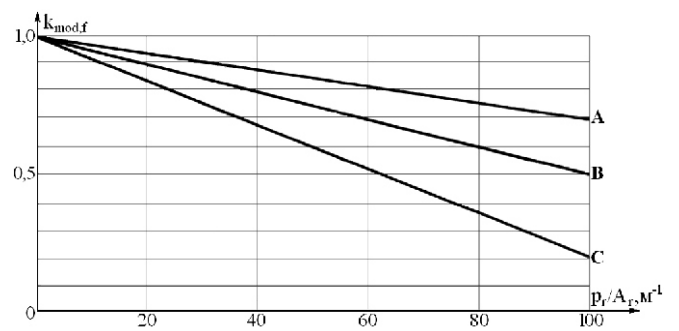


Рис. 6. Графік залежності коефіцієнта зменшення  $k_{mod,f}$  від співвідношення периметра залишкового поперечного перерізу  $p_r$  до площі його поверхні  $A_f$ :

**A, B** – відповідно крива для згинальних та стискальних елементів; **C** – для розтягувальних елементів та модуля пружності

**Основні принципи розрахункового аналізу елементів під час пожежі.** Складні процеси, що відбуваються в елементі під час пожежі, ускладнюються створенням розрахункової моделі поведінки елемента за таких умов. Проведення експериментальних досліджень щодо вогнестійкості має дуже велике значення, однак пов'язане з великими витратами, через що від них все частіше відмовляються, використовуючи комп'ютерне моделювання.

*Аналіз статичної міцності згинальних елементів*, що розраховуються з урахуванням граничного стану несучої здатності та експлуатації. В умовах пожежі досліджуваний елемент повинен відповідати критеріям несучої здатності та експлуатації, визначеним із урахуванням зміни фізико-механічних параметрів, що відбуваються під впливом підвищеної температури.

Балка, яка згинається під час пожежі, може втратити здатність виконувати свої функції через досягнення граничної несучої здатності або перевищення значення допустимого прогину чи його градієнта. Момент руйнування згинального елемента по-різному описаний у європейських та американських нормах. Згідно з європейськими нормами руйнування відбувається у випадку досягнення прогином або його градієнтом значення, встановленого критерієм руйнування Райана-Робертсона [6]:  $y_{cr} = l^2 / 800h$ ;  $y'_{cr} = l^2 / 150h$ .

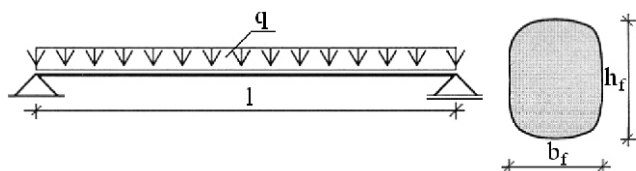


Рис. 7. Згинальний елемент

Розрахункова процедура для згинального елемента (рис. 7) охоплює визначення ступеня змінення параметрів перерізу, що призводять

до втрати несучої здатності елемента, і, як наслідок, отримання періоду часу, після якого відбувається перевищення критерію руйнування елемента.

Поперечний переріз дерев'яного елемента в умовах пожежі зменшується (головним чином звужується), що може призвести до втрати стійкості при згинанні і руйнування елемента раніше часу, визначеного на підставі алгоритму, який не враховує втрати стійкості. Тому при розрахунках гнучких елементів, що працюють в умовах підвищеної температури, необхідно враховувати коефіцієнт поздовжнього згинання  $k_{cr,fi}$ .

### Висновки.

- Вогнестійкість дерев'яних конструкцій залежить від інтенсивності пожежі, площ поверхонь елемента, які нагріваються, швидкості обуглення і фізико-механічних властивостей деревини, форми і ступеня розрахункової деформації поперечного перерізу. Зменшення розмірів поперечного перерізу, спричинене обугленням деревини, пов'язане зі зменшенням стійкості матеріалу, однак серцевина перерізу, яка залишається необугленою, ще може нести навантаження. Тому для підвищення вогнестійкості дерев'яних конструкцій слід приймати додаткові конструктивні та технологічні рішення.
- При аналізі пожежі необхідно отримувати значення внутрішніх сил, що залежать від часу нагрівання конструкції. Додатково слід враховувати вплив підвищеної температури на роботу згинальних елементів (занадто великий прогин може призвести в умовах пожежі до передчасного падіння елементів перекриття або покрівлі в зоні шляхів евакуації). Аналіз протипожежної безпеки у таких випадках повинен охоплювати проблеми теплопровідності та несучої здатності.

[1] Eurocode 1 (EN 1991-2-2). Basis of design and action on structures/Part 2-2: Action on structures exposed to fire. – Brussels: CEN, 2001.

[2] Eurocode 5 (EN 1995-1-2). Design of timber structures/Part 1-2: General rules. Supplementary rules for structural fire design. – Stockholm: CEN, 2004.

[3] Ochrona przeciwpożarowa w budownictwie/Pod redakcją Z.Tuzimka. – Warszawa: WEKA, 2002.

[4] Polska Norma PN-B-03150. Konstrukcje z drewna i materiałów drewnopochodnych. Obliczenia statyczne i projektowanie. – Warszawa: Alfa, 2002.

[5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz.U. z dnia 15 czerwca 2002 r. – № 75. – Poz. 690.

[6] Skowronski W. Fire safety of metal structures. Theory and design criteria. – Warszawa: PWN, 2001.

Надійшла 25.12.2007 р.

## КОМПЛЕКСНЫЙ ПОДХОД К НОВОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ И РЕКОНСТРУКЦИИ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ РЕШЕТЧАТЫХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

**Р**азвитие и совершенствование энергетической отрасли народного хозяйства Украины требует не только создания большого количества новых опор высоковольтных линий электропередачи (ВЛ), но и реконструкции существующих ВЛ и подстанций с целью повышения надежности их эксплуатации. Весьма актуальными являются также работы по реконструкции башенных градирен, предназначенных для охлаждения технической воды, которые выполняются Донбасской национальной академией строительства и архитектуры (ДонНАСА) с участием ООО «Содружество». Из большого многообразия выполненных работ можно выделить следующие характерные примеры.

**Разработка и внедрение конкурентоспособных на мировом рынке оптимальных эксплуатационно-надежных электросетевых конструкций,** выполненных с использованием оптимальной одностадийной автоматизированной системы проектирования и изготовления с учетом конструктивных и технологических требований заводов по производству металлических конструкций, что сократило время изготовления и повысило качество продукции. Предложена и решена модель ВЛ как единой конструктивной системы повышенной надежности, учитывающая поддерживающее влияние проводов. Разработан метод оптимального проектирования ВЛ с учетом рельефа местности, атмосферно-климатических условий, требований экономичности и технологичности, а также эксплуатационных затрат.

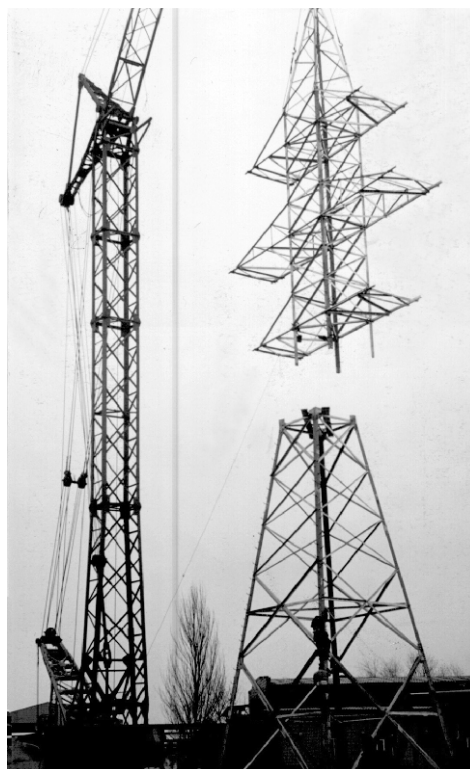
Изменение подхода к сущности проектирования позволило создать новую серию конструкций опор ВЛ для Украины и регионов дальнего зарубежья с учетом требований международных нормативов, которая характеризуется высокой надежностью и экономическими показателями конструкций за счет применения узкой базы, рациональной решетки, а также новых технологичных и экономичных типов узлов и болтовых соединений. Разработанные новые оптимальные стальные опоры позволили снизить стоимость ВЛ до 15 %.



**Е.В. Шевченко**  
профессор кафедры  
металлических конструкций  
Донбасской национальной академии  
строительства и архитектуры,  
д.т.н.

Внедрение указанной системы на ОАО «Донецкий завод высоковольтных опор» обеспечило выпуск продукции с гарантированными показателями качества и надежности в соответствии с мировыми стандартами. За последние десять лет было изготовлено и поставлено в двадцать одну страну мира около 100 тыс. т оцинкованных конструкций повышенной долговечности.

**Перенос опоры ВЛ 330 кВ на ОАО «Донецкий металлургический завод»** был выполнен без ее отключения, т.е. под напряжением. При переносе опоры была смонтирована методом наращивания из двух монтажных укрупненных секций краном КС-8161 (рис. 1).



**Рис. 1.**  
Монтаж  
опоры ВЛ  
330 кВ

**Реконструкция подстанции «Донецкая» напряжением 110 кВ в условиях действующего производства.** Подстанция расположена на горизонтальном участке площадью около 8500 м<sup>2</sup>. Основными несущими конструкциями являются система линейных и шинных порталов, а также расположенные по всей площадке подстанции опоры под оборудование. Система порталов включает 46 стоек и 49 траверс. К траверсам порталов через изоляторы крепятся токоведущие провода. Стойки и траверсы представляют собой решетчатые клепаные пространственные конструкции, элементами которых являются прокатные металлические уголки. Траверсы крепятся нижними и верхними поясами через фасонки к боковым граням стоек. В местах крепления проводов установлены жесткие рамки-диафрагмы. Стойки порталов опираются на монолитные железобетонные фундаменты. Жесткое крепление стоек к фундаментам и траверс к стойкам обеспечивает пространственную жесткость системы порталов в целом.

Подстанция была построена и сдана в эксплуатацию в 1929 г. В течение последних пятидесяти лет капитальный ремонт порталов не производился.

В результате обследования конструкций было установлено, что часть стоек и почти все траверсы порталов находятся в аварийном состоянии. В стойках порталов в результате щелевой коррозии все узловые сопряжения элементов утратили свою расчетную несущую способность, а 30 % раскосов полностью оторваны в



**Рис. 2.** Состояние конструкций подстанции «Донецкая» напряжением 110 кВ во время проведения обследовательских работ

узлах из-за утонения стержней или разрушения заклепок. Уменьшение площади поперечного сечения поясов стоек в местах примыкания раскосов вследствие коррозии достигло 25 %, а в некоторых элементах даже были выявлены сквозные дыры. Поверхностная же коррозия поясов стоек в основном не превышала 5 %. Кроме того, в трех стойках были выявлены последствия потери общей устойчивости поясов, которая произошла по причине высокой температуры во время пожара на трансформаторе.

Состояние траверс было гораздо хуже состояния стоек. Поверхностный коррозионный износ стержней достиг 30 %, а в узловых соединениях была выявлена большая чем у стоек щелевая коррозия и отрыв заклепок. Наиболее поврежденными оказались узлы сопряжения траверс со стойками и предназначенных для крепления проводов рамок с диафрагмами траверс. В местах установки узловых фасонки коррозия листовых деталей и примыкающих стержней достигла 80 % (рис. 2).

При обследовании было также установлено, что ранее выполнялся ремонт баз стоек порталов: заменены фасонки башмаков, пояса усилены внутренними стыковыми уголками и опорные части поясов стоек обетонированы.

При разработке проекта реконструкции порталов акцент был сделан на долговечность сооружений и минимальную стоимость реконструкции. Исходя из требований долговечности сооружений, следовало заменить все металлические конструкции порталов. Однако этот вариант оказался не только очень дорогим, учитывая стоимость новых конструкций и строительно-монтажных работ в условиях действующей подстанции, но и технологически невозможным из-за остановки ее работы. Например, для замены только одной стойки необходимо было демонтировать одновременно от двух до четырех опирающихся на нее траверс. Последнее влекло за собой также остановку отдельных линий подстанции, так как демонтажу препятствовало технологическое оборудование (трансформаторы, разъединители и т.п.) и электрические провода.

Поэтому было принято решение о замене только траверс порталов с сохранением конструктивных решений опорных узлов и мест крепления изоляторов. Соединение элементов траверс вместо заклепок было выполнено на

болтах, а их антикоррозионное покрытие – оцинковкой горячим способом, что обеспечило технологичность изготовления и долговечность конструкций.

Сжатые сроки проведения ремонтных работ и трудности при отключении отдельных линий порталов потребовали концентрации на строительной площадке достаточно большого количества рабочих и механизмов, разработки четкого графика выполнения строительно-монтажных работ при соблюдении требований техники безопасности. Поэтому работы не велись на одной площадке на разных уровнях одновременно, а были разнесены на безопасное расстояние. Строгое соблюдение графиков выполнения строительно-монтажных работ, поставки материалов и конструкций, движения механизмов позволило вести работы ритмично в две смены и достичь поставленной задачи в срок и с высоким качеством. Общий вид и состояние конструкций подстанции после реконструкции показаны на рис. 3.

**Реконструкция башенной градирни № 3 ТЭЦ ПВС ОАО «Донецкий металлургический завод»** площадью орошения 1200 м<sup>2</sup>, предназначенной для охлаждения технической воды. Конструкция градирни состоит из вытяжной башни, оросительной системы и противообледенительного тамбура. Вытяжная башня высотой 42 м изготовлена из металлического каркаса, который состоит из карт. Карта включает две решетчатые колонны, соединенные между собой крестовыми связями. Жесткость башни обеспечивают пояса жесткости, изготовленные в виде горизонтальных решетчатых ферм. Вытяжная башня

с внутренней стороны обшита асбестоцементными волнистыми листами по металлическим прогонам. По верхнему поясу жесткости устроены лестницы-стремянки и площадки для обслуживания конструкций. Противообледенительный тамбур служит для предотвращения замерзания воды в зимнее время и состоит из козырька и вертикальной стенки с открывающимися рамками. Оросительная система включает железобетонную чашу и водораспределительную систему из труб с разбрызгивателями.

Башенная градирня разрушилась в результате коррозионного износа несущих металлических конструкций и потери общей устойчивости.

Для восстановления сооружения необходимо было выполнить следующие операции:

- изготовить и смонтировать металлоконструкции вытяжной башни, а также навесить асбестоцементные волнистые листы по металлическим прогонам с использованием имеющейся проектной документации;
- изготовить и смонтировать оросительную систему;
- запроектировать, изготовить и смонтировать противообледенительный тамбур.

При комплектации металлопроката было выявлено, что часть профилей, заложенных в проект, не прокатывается на металлургических заводах Украины, а его закупка в России в малых объемах экономически невыгодна. Поэтому было принято решение о пересчете конструкции под отечественный металлопрокат с учетом реальных ветровых нагрузок и собственного веса.



Рис. 3. Общий вид (а) и состояние конструкций (б) подстанции после реконструкции







Рис. 5. Контрольная сборка монтажной карты градирни

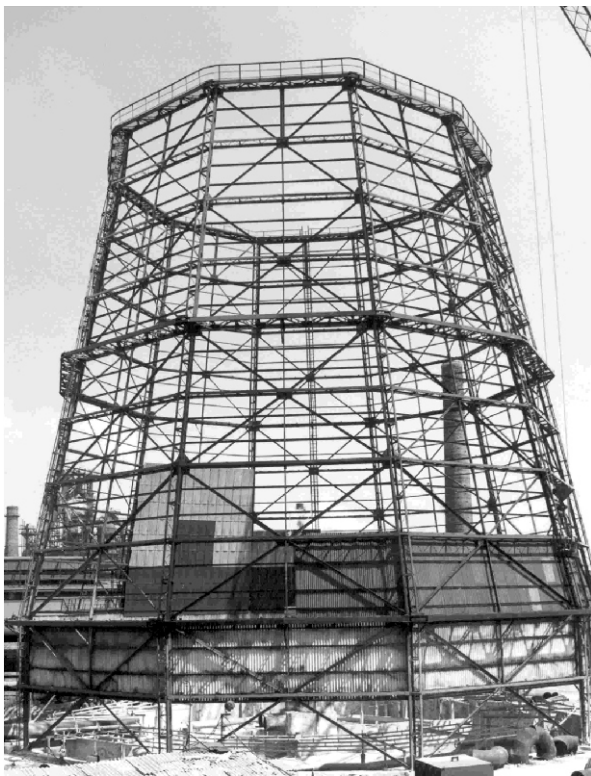


Рис. 6. Процесс монтажа карт вытяжной башни



Рис. 7. Монтаж водораспределительной сети оросительной системы


Максимальное горизонтальное смещение верхней точки градирни – 31 мм, что составляет  $f/l = 1/1397$ . Максимальное взаимное смещение противоположных точек получено для верхнего кольца жесткости и составило 42 мм.

При замене металлопроката (например, балки двутавровой № 40 на № 30 и др.) изменилась геометрическая схема конструкции, что потребовало переработки проектов КМ и КМД. С целью повышения качества проекта был применен метод компьютерного моделирования. Модель градирни (рис. 4) позволяла законструировать узловые соединения, экономичные по массе, надежные в эксплуатации и простые в изготовлении и монтаже. Также при построении модели были устранены выявленные ошибки и недоработки в существующем проекте.

Контрольная сборка в металле, проведенная при изготовлении конструкций, подтвердила достоверность результатов компьютерного моделирования (рис. 5).

Однако точность сборки градирни в целом можно проверить только при монтаже и замыкании последней карты яруса. Большую роль играет и точность изготовления фундаментов, которые выполняются совместно с чашей оросительной системы. В процессе монтажа все замковые карты были установлены без натяжки соседних карт, что свидетельствует о высоком качестве изготовленных конструкций и надежности компьютерного моделирования (рис. 6).

Реконструкция градирни в течение полугода в осенне-зимний период осложнялась тем, что строительная площадка была расположена рядом с действующей градирней № 2, водяной пар из которой при остывании превращался в гололед и покрывал строительную площадку и металлоконструкции строящейся градирни. Однако проект производства работ был разработан с учетом гололеда и сжатых сроков строительства в условиях действующего предприятия и включал разделение работ на отдельные операции. Последнее позволило организовать работы поточно по укрупнительной сборке, сварке и монтажу монтажных карт, изготовлению и монтажу оросительной системы (рис. 7), окраске металлоконструкций, монтажу асбестоцементных волнистых листов и выполнить реконструкцию в срок в условиях действующего предприятия.

Надійшла 09.10.2007 р. 


**ДО ЧЕМПІОНАТУ ЄВРОПИ 2012 РОКУ З ФУТБОЛУ**

## МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ НАВИСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ ФК «ДНІПРО» У М. ДНІПРОПЕТРОВСЬКУ

Україна активно готується до проведення футбольного чемпіонату Євро-2012. Зокрема у м. Дніпропетровську на місці старого стадіону «Металург» зведено новий стадіон «Дніпро». Територія, прилегла до нього, також впорядкована і приведена до гармонійного вигляду зі стадіоном (рис. 1).

**Проблеми варіантного проектування.** Проектування будь-яких споруд (типових та унікальних) ведеться, як правило, в умовах обмежених ресурсів: фінансових, матеріальних, енергетичних та інших, тому доводиться шукати найбільш доцільне, економічно вигідне проектне рішення, яке вважається оптимальним у конкретних умовах [1]. При цьому вибір оптимального рішення обумовлюється певними іноді майже протилежними критеріями.

Коли мова йде про такі споруди, як стадіони, то головним критерієм має бути «абсолютна» надійність конструкцій. Звісно, «абсолютної» надійності не може бути взагалі, проте показники надійності різних систем значно відрізняються, наприклад, у висячих конструкціях від підвісок або контурного кільця, на якому тримаються всі інші підвішені системи, залежить усе. Навпаки, із структурних стрижневих систем покриттів можна видалити досить багато елементів, при цьому хоча і зменшиться несуча спроможність усієї системи, але миттєво вона не зруйнується. Тому проектувальники не завжди



**Рис. 1.** Загальний вигляд стадіону «Дніпро» і прилеглої території у м. Дніпропетровську



**І.М. Лебедич**  
завідувач відділу нових типів конструкцій ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», к.т.н., лауреат Державної премії України в галузі архітектури



**Я.О. Коряченко**  
керівник групи відділу нових типів конструкцій ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»



**А.В. Донченко**  
інженер відділу нових типів конструкцій ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»

віддають перевагу економічним конструктивним схемам, які не можна кваліфікувати як «абсолютно надійні».

Проте при оцінці проекту, як правило, на перше місце виходить інший основний критерій – вартість будівельних робіт або обсяги будівельних та експлуатаційних робіт за певний період, що зводить багатокритеріальну задачу до однокритеріальної.

Для визначення оптимального варіанта важливо знайти порівняльний узагальнюючий показник усіх можливих варіантів. Для цього на різних етапах проектування ведеться опрацювання варіантів як окремих конструктивних елементів, так і всієї споруди в цілому.

Щодо стадіону можна виділити декілька основних напрямків для опрацювання можливих варіантів, наприклад, порівняти різні рішення розміщення глядацьких трибун, запропонувати різні типи несучих конструкцій, системи кріплення тощо.

Сучасні системи автоматизованого проектування (САПР) дозволяють розглянути достатню кількість варіантів та проаналізувати їх за різними критеріями. Саме тому використання САПР стало нормою для варіантного проектування як нового будівництва, так і реконструкції існуючих об'єктів.

Аналізування та розрахунок декількох варіантів проектування мають практичне значення, оскільки спеціаліст або група спеціалістів, які приймають остаточне рішення, мають змогу не тільки вибрати найкращий варіант, але й оцінити можливі наслідки реалізації будь-якої з порівнювальних альтернатив за всіма критеріями.

**Вибір принципової схеми навісу над трибунами.** Теперішній час диктує підвищені вимоги до архітектурного вигляду забудованих територій кожного міста. Сучасні технології розвиваються настільки швидко, що майже всі архітектурні витвори мають шанс бути реалізованими. Але крім гарного зовнішнього вигляду вони мають бути надійними при експлуатації. Ці вимоги стосуються й таких унікальних об'єктів, як стадіони та спортивні комплекси. Світова практика будівництва демонструє велику кількість цікавих конструктивних рішень покриттів над трибунами, адже саме покриття відповідає за вигляд споруди в цілому.

Серед відомих стадіонів та спортивних комплексів світу, що вже існують або тільки будуються, можна виділити декілька типів конструктивних рішень покриттів, форми яких приваблюють авторів проектів. Всі вони мають як переваги, так і недоліки.

Наприклад, стадіон Олімпійського комплексу у м. Монреаль (Канада) має покриття еліптичної форми в плані, виконане у вигляді консольної кільцевої оболонки (рис. 2).

Згідно з проектними рішеннями стадіону у м. Шанхаї (Китай) усі структурні елементи покриття підтримуються консольними рамами (рис. 3).

Стадіон у м. Фукурої (Японія) в плані виглядає як полого оболонка (рис. 4). Головні несучі конструкції його покриття являють собою двоконсольні системи, що запроєктовані у вигляді ферм, задні консольні виноси яких підтримуються системою відтяжок (рис. 4,б). Усі ці конструктивні рішення можна віднести до фермових, рамних та структурних систем, виконаних за консольними схемами.

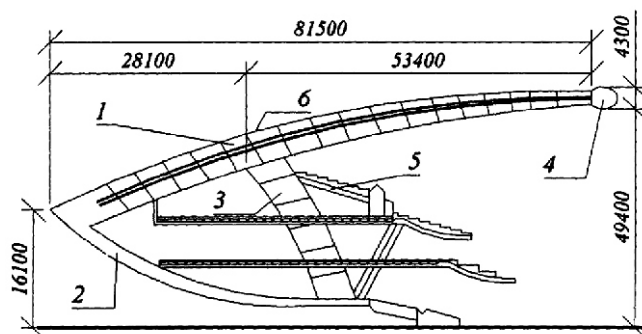


Рис. 2. Поперечний переріз конструкції стадіону у м. Монреалі:

1 – ригель, 2 – затяжка, 3 – стійка, 4 – кільцева балка, 5 – трибуни, 6 – покриття



Рис. 3. Загальний вигляд стадіону у м. Шанхаї

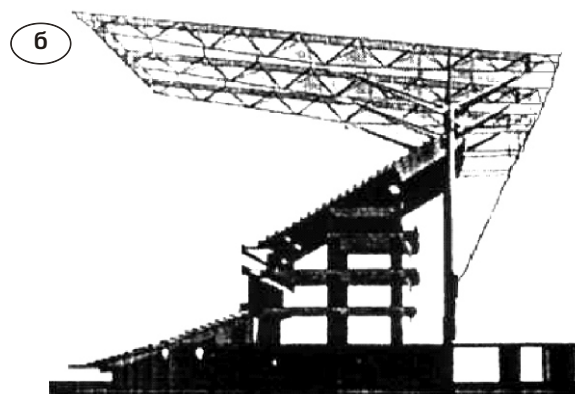
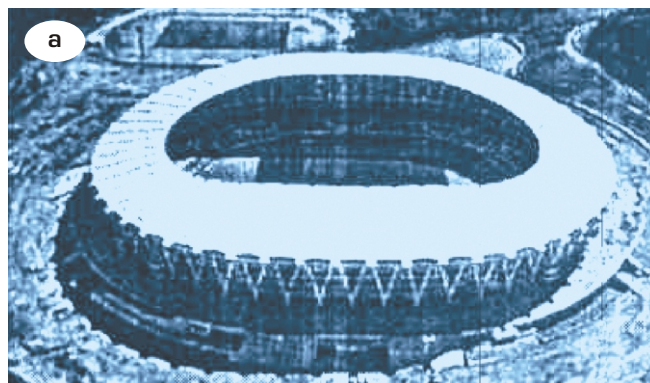
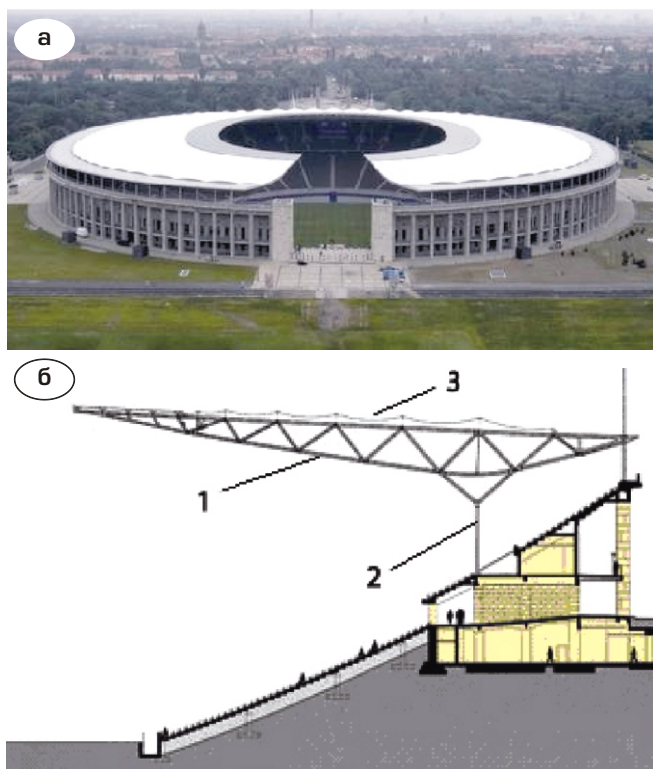


Рис. 4. Стадіон у м. Фукурої:

а – загальний вигляд; б – переріз по трибунах



**Рис. 5. Олімпійський стадіон у м. Берліні:**

**а** – загальний вигляд; **б** – переріз по трибунах;  
**1** – консольні радіальні ферми; **2** – система опор;  
**3** – мембранна система покрівлі



**Рис. 6. Вигляд стадіону Мілленіум у м. Кардіффі**

Такі рішення можна знайти в проектах деяких європейських стадіонів, наприклад Олімпійський стадіон у м. Берліні (Німеччина) (рис. 5).

Головним елементом реконструкції цього стадіону, яка була завершена у 2004 р., є нове покриття над трибунами, що являє собою складне поєднання мембранного покриття та фермових консольних конструкцій. Легке консольне покриття, утворене радіально-променевою сіткою розташованих на трибунах 20 підтримувальних консольних ферм, спирається на 132 сталеві стійки (рис. 5,6).

Виходячи із сучасних уявлень про можливі конструктивні рішення навісів, встановлення опор у зоні глядацьких трибун є небажаним. Розміщення опори у зоні трибун ближче до кінця звисання навісу, безперечно, покращує схему з точки зору техніко-економічних показників, але орієнтуватися виключно на цей показник як на основний під час прийняття загального рішення не можна.

Основними недоліками цього типу покриття є наступні: велика довжина консольної ферми покриття потребує виконання розвиненої бази закріплення його несучої частини до нижче розташованих залізобетонних конструкцій. Наявність опор у середній зоні трибун істотно погіршує умови огляду для глядачів і не є доцільним із архітектурно-планувального погляду.

Іншим типом покриття є вантово-балкове, яке реалізоване у такій споруді, як стадіон Мілленіум у м. Кардіффі (Великобританія). Головні пари несучих конструкцій підтримуються за допомогою вант, що кріпляться до кутових щогл, зафіксованих якорями, розташованими за межами стадіону (рис. 6).

Під час розроблення проекту стадіону в Лужниках (м. Москва) було запропоновано декілька рішень конструкції покриття у вигляді сферичних, циліндричних, сталобетонних мембран. Усі ці варіанти мали свої особливості. Мембранні системи звичайно є провисаючими, тому потребують виконання відводу дощової води з покриття, забезпечення його стабілізації, значного підйому внутрішнього опорного контуру для можливості огляду поля з верхніх рядів. Очевидно через це була прийнята та реалізована досить тривіальна, але надійна конструктивна схема рішення покриття у вигляді ребристого купола з отвором у центральній зоні, з зовнішнім та внутрішнім контурними кільцями (рис. 7).

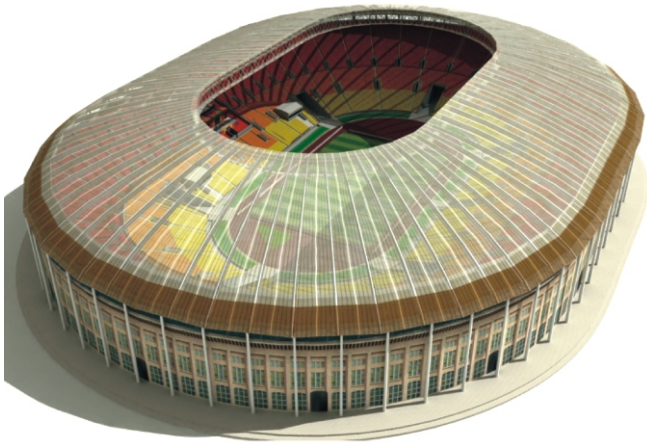


Рис. 7. Загальний вигляд стадіону в Лужниках (м. Москва)

На перших етапах проектування покриття навісу над трибунами для стадіону у м. Дніпропетровську було розроблено та детально розглянуто декілька проектних рішень.

За першим варіантом – трибуни однарусні, ширина навісу – 37 м, конструкція навісу – підвісна система з жорсткими підвісками, прогони завдовжки 10,5 м, крок поперечників – 10,5 м. Згідно з другим варіантом трибуни двоярусні, ширина навісу – 30 м (крита зона), конструкція навісу – з жорсткими підвісками, крок поперечників – 10,5 м, прогони завдовжки 10,5 м.

Обидва варіанти мають вантову підтримувальну систему, що за попередніми розрахунками дозволяло на 20–25 % зменшити витрати металу на покриття. Проте замовником був обраний варіант без застосування підвісних систем. Поперечний вигляд стадіону за остаточним рішенням наведено на рис. 8.

Відсутність вантових підвісних систем над покрівлею дозволила істотно спростити конструкції та зменшити терміни їх монтажу.

Реалізований варіант характеризується цікавим зовнішнім виглядом і відносною простотою.

**Конструктивні рішення навісу над трибунами стадіону «Дніпро».** Підряд на будівництво стадіону «Дніпро» на тендерній основі виграла німецька компанія «ХОХТИФ», більшу частину будівельних робіт виконували вітчизняні організації. Генеральним проектувальником об'єкта виступило архітектурно-

проектно-технологічне бюро «Ю. Серьогін» Союзу архітекторів України. Металеві конструкції навісу над трибунами розробив головний в Україні у галузі металобудівництва інститут «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» [2, 3].

Трибуни, які вміщують 31 тис. глядачів (така місткість за умовами УЄФА дозволяє проводити чвертьфінальні матчі крупних міжнародних турнірів), запроектовані однарусними, мають 41 ряд. Із західного боку до них прибудовано VIP-корпус на 1062 місця.

Основними несучими елементами трибун є поперечні монолітні залізобетонні рами кроком – 10,2 та 10,7 м із похилими ригелем і консолями. Між поперечними рамами встановлено прогонові складчасті залізобетонні елементи, на яких безпосередньо розміщено глядацькі сидіння.

Одним із найбільш відповідальних і складних елементів стадіону є навіс над глядацькими трибунами. Ширина трибун, які накриваються навісом, складає 30 м. Покриття такої площини відноситься, як правило, до класу унікальних складних систем і виконується з легких металевих конструкцій. Серед багатьох ймовірних варіантів конструктивних схем архітектори й конструктори віддали перевагу консольно-фермовій системі, яка й була реалізована.

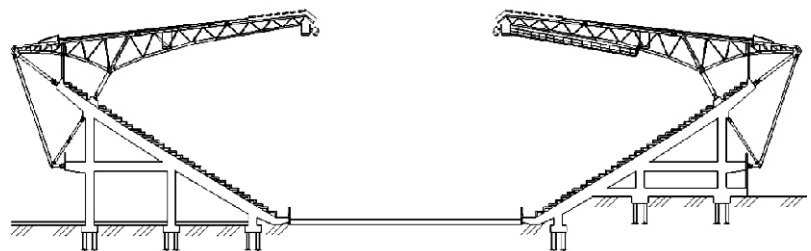


Рис. 8. Схема стадіону «Дніпро» у м. Дніпропетровську

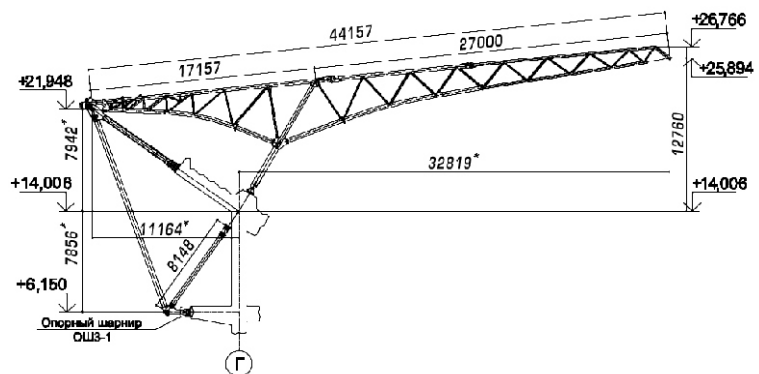


Рис. 9. Схема несучої консольної ферми навісу

Несучий каркас козиркового покриття над трибунами вирішено в вигляді системи двоконсольних решітчастих ферм (рис. 9), що розташовані з кроком 10,2–10,7 м, який відповідає кроку рам каркаса нижче розташованих опорних залізобетонних конструкцій (поперечників трибун, каркаса VIP-корпусу). У прогонах між фермами із кроком 3,0–3,6 м влаштована регулярна система решітчастих прогонів, на які вкладається покрівельне покриття.

Несучі двоконсольні ферми запроектовані площинними, змінної висоти, з трубчастих профілів (рис. 10). Принципово ідея прийнятої конструктивної схеми двоконсольної системи ферм навісу полягає в тому, що кожна ферма має опору в межах трибун, продовжується своєю хвостовою консольною частиною за зовнішній контур трибун. На вильоті 17,15 м від опори хвостовики ферм для утримування переднього консольного виносу закріплені до залізобетонних поперечників трибун за допомогою системи розпірок та відтяжок.

Місця встановлення опорних стійок за рахунок їх нахилу в сторону консольного виносу навісу піднято в зони верхніх рядів глядацьких місць. Крім того, кількість опорних стійок значно зменшено шляхом застосування розрідженої сітки опор та систем підкроквяних ферм прогоном до 30 м. Для передачі на залізобетонні поперечні рами розпірних зусиль від хвостовиків ферм у поперечниках, де передбачені опорні стояки, влаштовані похилі розподільні ферми, за компонуванням аналогічно підкроквяним.

Така комбінація підкроквяних та розподільних ферм прийнята для виключення дис-

балансу опорних зусиль, що передаються від покриття на залізобетонні поперечники каркаса трибун, які сягають значень до 390 тс.

Для протидії перекиданню навісу під дією розрахункових навантажень усі хвостовики ферм (у кожному поперечнику) закріплені до залізобетонних поперечників трибун відтяжками, котрі закріплюються на залізобетонні конструкції каркаса трибун на рівні обхідних площадок на відмітці +6,150 м за допомогою балансірних систем, що забезпечують свободу обмежених деформацій.

Прогони запроектовані у вигляді ажурних гратчастих фермочок, верхній пояс яких прямолінійний, а нижній виконано у вигляді арок, кінці яких сходяться до вузлів нижніх поясів ферм (рис. 11). Конфігурація аркових елементів прогонів, дуга яких поступово збільшується, створює оригінальний інтер'єр навісу.

Покрівельна система прийнята багатошаровою та включає в себе несучий профільований настил (із перфорованими стінками), шар звукоізоляції із звукопоглинальних матів на основі мінерального волокна, що вкладається зверху по профільованому настилу, та верхню площинну фальцеву покрівлю з оцинкованого та пофарбованого листа.

У крайній зоні козиркового покриття із внутрішньої сторони по усьому периметру навісу на ширину 8,3 м передбачено влаштування світлопрозорої зони з полікарбонатних сотових листів системи «Макролон» завтовшки 16 мм.

Конструкції покриття в основному виконані з трубчастих профілів і максимально уніфіковані за типорозмірами та видами профілів



**Рис. 10.** Монтаж трубчастих ферм навісу



**Рис. 11.** Фланцеві з'єднання елементів ферм під час монтажу

прокату. Головні ферми козиркового покриття прийняті з суцільнотягнутих труб діаметром до 300 мм при товщинах до 16 мм. З'єднання елементів ферм майже всі безфасонкові, що забезпечує високі естетичні якості конструкцій. Конфігурація ферм прийнята з криволінійним нижнім поясом, форма якого подібна епюрі згинальних моментів по довжині ферм навісу.

**Конструкції стадіону** розраховувались з використанням сучасних комплексів програмного забезпечення.

Покриття було виділено в окрему систему, яка вважалась встановленою на деформативну основу (трибуни). Виходячи з цього визначались усі зусилля та деформації для навісу, а також опорні зусилля у вузлах з'єднання металоконструкцій навісу з залізобетонними конструкціями трибун. Розрахункова схема достатньо точно відображувала прийнятну просторову конструктивну схему навісу, яка була розділена на блоки між температурно-деформаційними швами, що передбачені у кутових зонах трибун на стиках між прямолінійними та криволінійними ділянками навісу.

При розрахунках навісу особлива увага приділялась визначенню навантажень та призначенню вантажних станів. Так як стадіон проектувався до введення в дію нових ДБН, для більш об'єктивної оцінки снігових навантажень для м. Дніпропетровська в Гідрометцентрі України були отримані статистичні дані за минулі роки та прогнози на майбутнє, на основі яких приймалися розрахунки нормативних снігових навантажень із періодичними повторами 1 раз у 100 років. Ці навантаження виявились майже у 2 рази вищими, ніж ті, що визначались за картами районування СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия». Слід зазначити, що нормативні значення снігових навантажень згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи», що набув чинності з 01.01.2007 р., достатньо

збільшені та відображують накопичену Гідрометцентром за довгий період спостережень інформацію по Україні.

Щодо вітру СНиП 2.01.07-85 не давав можливості відобразити реальну картину розподілення коефіцієнтів вітрових навантажень по площі навісу, оскільки у наведених схемах споруд, для яких показані епюри розподілення вітрового тиску, немає аналогів споруді стадіону. СНиП у таких випадках рекомендує проводити аеродинамічні дослідження, що й було зроблено при проектуванні стадіону у м. Дніпропетровську [4].

До речі, це стосується і змісту нового ДБН В.1.2-2:2006, що введений на заміну вказаного СНиП.


Отримані експериментально дані щодо коефіцієнтів тиску на навіс виявились значно меншими за абсолютною величиною, ніж рекомендовані для подібних форм споруд у СНиП 2.01.07-85, що свідчить про вдало вибрану проектувальниками форму козирка з ухилом близько 6°. Позитивні тиски вітру на навіс були отримані тільки у деяких малих зонах і лише при деяких напрямках вітру.

Також слід зазначити, що таке вигідне розподілення вітрових навантажень спостерігалось зокрема у випадках, коли між верхніми рядами трибун та покриттям імітувалося влаштування на всю висоту екрана, що перешкоджав наскрізному потоку повітря під навіс над стадіоном. Дослідження показали, що зниження вітрових навантажень на покриття у цьому випадку сягає до 1,5 раз. В проекті ці рекомендації було реалізовано.

Зведення сучасного футбольного стадіону продемонструвало високий професіоналізм вітчизняної школи проектування в галузі великопрогонових унікальних споруд і ще раз підтвердило здатність української індустріальної бази створювати такі проекти.

- [1] *Горохов Е.В., Муцанов В.Ф., Кинаш Р.И., Шимановский А.В., Лебедич И.Н.* Конструкции стационарных покрытий над трибунами стадионов. Макеевка. – РИО ДонНАСА, 2008. – 404 с.
- [2] *Лебедич И., Козьявкин И.* Конструкции стадиона «Металлург» в Днепропетровске. – ART+CONSTRUCTION A+C. №1, 2007. С. 160–165.

- [3] *Шимановський О.В.* Нові конструктивні рішення стадіонів України. // Промислове будівництво та інженерні споруди. – № 3, 2008 – С. 2–12.
- [4] *Лебедич И.Н., Павловский Р.Н., Жданов А.И.* Исследование аэродинамических особенностей навеса над зрительскими трибунами стадиона ФК «Днепр» в городе Днепропетровске. – Металеві конструкції, ДНБА, Том 13, № 2, 2007.

Надійшла 25.04.2008 р. 

## ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ ВИСЯЧЕГО ПЕРЕХОДА АММИАКОПРОВОДА

Уникальный висячий переход аммиакопровода через р. Днепр пролетом 720 м, предназначенный для пропуска аммиака через трубу диаметром 335,6 мм и четырех ниток сопутствующих коммуникаций (рис. 1), был сдан в эксплуатацию в 1978 г. Проект перехода разработан ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова (г. Москва), металлоконструкции изготовлены Днепропетровским заводом металлоконструкций им. И.В. Бабушкина, а монтаж осуществлен трестом «Союзмонтазгаз».

Переход представляет собой висячую систему, основными элементами которой являются:

- две висячие вертикальные фермы пролетом 720 м, состоящие из несущих кабелей, раскосов и решетчатой балки жесткости (рис. 2,а);
- два береговых пилона (рис. 2,б);
- горизонтальная ветровая система, состоящая из двух поясов и горизонтальных оттяжек.

Вертикальные висячие и горизонтальные ветровые фермы объединены в пространственную систему наклонными оттяжками, балкой жесткости и поперечными крестовыми связями и растяжками из канатных элементов (рис. 2,в).

Висячие фермы с треугольной решеткой разбиты на 24 панели по 30 м каждая. Высота фермы в середине пролета равна 8,1 м, а у пилонна – 84,1 м. Расстояние между фермами составляет 2,8 м. Верхний пояс каждой фермы состоит из шести основных канатов диаметром 71,5 мм и одного дистанционного каната, которые опираются на седловидные опоры пилонов и переходят в береговые оттяжки.

Раскосы висячих ферм выполнены из одиночного каната диаметром 39,5 мм. Раскосы со стороны балки жесткости оканчиваются винтовыми стяжками для регулировки натяжения наклонных подвесок.

Балка жесткости представляет собой пространственную решетчатую конструкцию, состоящую из двух вертикальных ферм, верхние пояса которых соединены связевой фермой, и системы поперечных и продольных балок в уровне нижних поясов вертикальных ферм (рис. 3,а).



**А.А. Тарнопольский**  
главный инженер ОАО  
«ПИ «Днепрпроектстальконструкция»,  
профессор



**М.М. Ротмистровский**  
начальник отдела испытаний  
и исследований сооружений ОАО  
«ПИ «Днепрпроектстальконструкция»



**М.И. Казакевич**  
профессор Днепропетровского  
национального университета  
железнодорожного транспорта  
им. академика В. Лазаряна,  
д.т.н., профессор

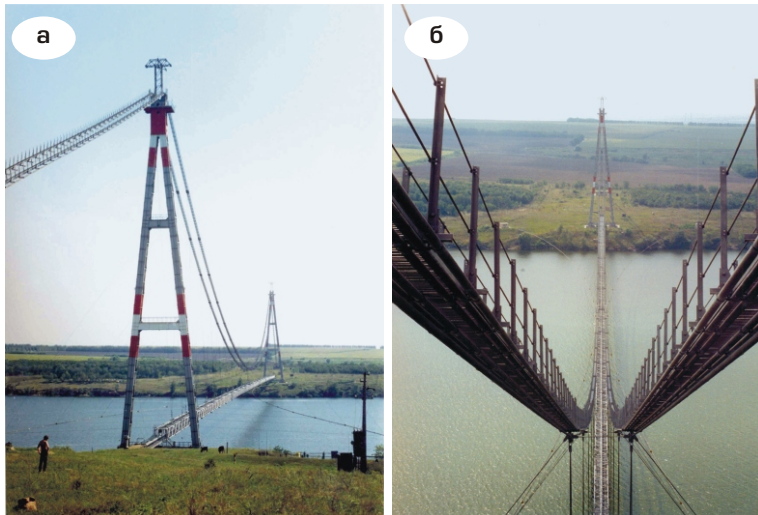
Продольный профиль балки жесткости выполнен по плавной кривой со строительным подъемом. В уровне нижнего пояса на поперечных балках через каждые 12 м установлены тороидальные роликовые опоры, на которые опирается трубчатый кожух диаметром 530 мм, внутри которого находится аммиакопровод.

Ветровая система состоит из обращенных выпуклостями друг к другу параболических в плане ферм, пояса которых изготовлены из трех стальных канатов диаметром 71,5 мм каждый. Пояса ферм соединены с балкой жесткости и с верхними узлами висячих ферм с помощью канатных оттяжек (рис. 3,б).

Пилоны выполнены в виде рамы с наклонными стойками. Высота пилонна составляет 87 м, а ширина – 17 м. Стойки сделаны в виде пространственных элементов из двух сварных двутавров и связаны двумя промежуточными ригелями.

Узловые соединения несущего кабеля с наклонными подвесками выполнены посредством двух обжимающих канаты деталей, соединенных стяжными высокопрочными болтами. К стяжным деталям крепятся фасонки подвесок (рис. 3,в).





**Рис. 1.**  
**Висячий переход**  
**аммиакопровода**  
**через р. Днепр:**  
 а – общий вид;  
 б – вид с пилона  
 правого берега



**Рис. 2. Конструктивные**  
**элементы перехода:**

а – висячие вертикальные фермы;  
 б – пилон и раскосы висячих ферм;  
 в – балка жесткости с поперечными крестовыми связями и растяжками

В проекте перехода пролетом 720 м через р. Днепр был учтен опыт строительства аналогичного моста пролетом 660 м через р. Амударью и исследований, проведенных институтом ОАО «ПИ «Днепрпроектстальконструкция» в части обеспечения аэродинамической устойчивости, а именно: объединены в общую пространственную систему вертикальные несущие и ветровые фермы, а балка жесткости выполнена из трубчатых стержней.

С момента ввода перехода в эксплуатацию и до настоящего времени (около 30 лет) ОАО «ПИ «Днепрпроектстальконструкция» ведет систематическое наблюдение и исследование действительной работы несущих металлических конструкций, узлов и соединений [1–7]. Исследования включают определение фактического состояния конструкций и напряженно-деформированного состояния элементов и перехода в целом, измерение динамических параметров конструкций, натяжения элементов висячей системы (рис. 4,а) и высокопрочных болтов (рис. 4,б).

На начальном этапе эксплуатации в процессе пусковых испытаний определялись действительные характеристики работы перехода и их соответствие расчетным параметрам.

Статические испытания от постоянной нагрузки (заполнение водой трубы) показали, что деформация перехода в целом, максимальные напряжения в поясах балки жесткости, в пилоне и анкерной балке ниже или близки к расчетным. Усилия натяжения в канатных элементах также близки к расчетным, при этом остаточных прогибов не наблюдается. Замеренные частоты собственных колебаний составили: в середине балки жесткости – в вертикальной плоскости 0,293, в горизонтальной плоскости – 0,164; в пилоне на отметке 31,0 м вдоль перехода – 1,49 Гц.

В процессе дальнейшей эксплуатации перехода (около 20 лет) параметры колебаний изменялись в ту или иную сторону в пределах до 2...6 % и оставались при этом близкими по значениям, принятым в проекте. Замеренный в период пусковых испытаний логарифмический декремент затухания колебаний равен 0,065, что также близко к расчетному. Кроме того, было установлено, что при изменении температуры на 1 °С прогиб в середине пролета изменяется на 21 мм (по расчету 20,7 мм). Пусковые испытания подтвердили правильность принятых при проектировании расчетных предпосылок.



**Рис. 3. Конструктивные элементы перехода:**

а – балка жесткости;  
 б – узел канатной оттяжки ветровой системы;  
 в – узел верхнего пояса висячей фермы



**Рис. 4. Проведение исследований по измерению усилий:**

а – в наклонных подвесках;  
 б – в высокопрочных болтах



**Рис. 5. Коррозионное повреждение высокопрочных болтов узла крепления прижимных планок**

Проведенные спустя год после ввода в эксплуатацию наблюдения за скоростью и направлением ветра показали, что преобладающее направление ветра почти совпадает с осью русла р. Днепр в месте перехода. Был также установлен неравномерный характер распределения ветровой нагрузки по длине перехода. При этом усредненное значение скорости ветра близко к нормируемому. Испытания подтвердили доминирующее влияние реальной ветровой нагрузки на напряженно-деформированное состояние сооружения. Инструментальное аэродинамическое наблюдение в условиях естественного ветрового потока на основе изучения реакции сооружения и его отдельных элементов показали, что сооружение колеблется по одной или нескольким собственным частотам низших форм колебаний с максимальными амплитудами, не превышающими следующих величин: для вертикальных колебаний  $1/80000$  и для горизонтальных –  $1/50000$  длины пролета. Столь низкие значения свидетельствуют об аэродинамической устойчивости сооружения в целом и его отдельных элементов в частности.

После пятигодичной эксплуатации были выполнены визуальные и инструментальные исследования состояния несущих металлоконструкций, усилий натяжения канатных элементов и параметров колебаний. Исследования показали, что в целом элементы перехода находятся в удовлетворительном состоянии: в большинстве канатов раскосной системы усилия натяжения находятся в пределах проектных значений и лишь в четырех канатах усилия составили  $3...3,5$  т (проектные –  $4,0$  т). Частоты колебаний в ветровом потоке практически не изменились. Впервые после пуска перехода были измерены усилия натяжения высокопрочных болтов в  $100\%$  узлов канатных элементов. Измерения показали в целом отсутствие падения начальных значений. Однако в отдельных болтах (всего 8 шт.) было отмечено замедленное хрупкое разрушение, объясняющееся высокими значениями твердости материала болтов и недостаточной пластичностью. Там же впервые были обнаружены локальные повреждения антикоррозионного покрытия, в т.ч. цинкового покрытия канатов.

Исследования, проведенные еще через пять лет, т.е. после десятилетней эксплуатации, показали, что основные параметры работы металло-

конструкции – усилия в элементах вантовой системы, геометрические характеристики сооружения, динамические характеристики в ветровом потоке – стабильны и практически не изменились. В 1995 г. было проведено детальное исследование состояния и натяжения высокопрочных болтов практически во всех узловых соединениях (в канатных элементах, в седле пилонов, во фланцевых соединениях элементов решетчатой фермы жесткости), необходимость которого диктовалась возможной релаксацией усилий и охрупчиванием материала болтов. Отмечено незначительное снижение усилий натяжения высокопрочных болтов в отдельных узлах, однако это не снизило сдвигустойчивость соединений. Было рекомендовано произвести подтяжку всех болтов в жимках оголовка пилонов.

В 1997 г. с целью обеспечения надежности и безаварийной эксплуатации перехода в ОАО «ПИ «Днепрпроектстальконструкция» была разработана и согласована со службой эксплуатации программа, согласно которой предусматривались ежедневные осмотры службой эксплуатации, а также ежемесячные осмотры с привлечением специализированных организаций, ежегодные контрольные измерения, специальные обследования, проводимые один раз в три года.

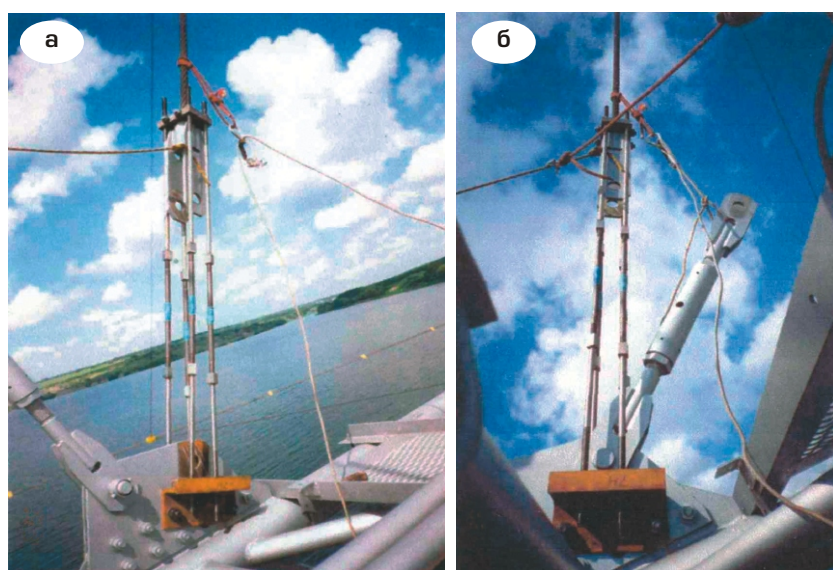
В 1999 г., т.е. спустя 20 лет после ввода перехода в эксплуатацию, впервые было установлено падение натяжения на 18 % в 34-х наклонных подвесках (1/3 общего количества подвесок вертикальной висячей фермы). Исключение из ра-

боты столь значительного количества подвесок (усилия натяжения меньше проектного 40 Кн) могло привести к снижению аэродинамической устойчивости. При этом в тридцати наклонных подвесках было обнаружено практическое истощение длины свободной резьбы винтовых стяжек. Это обстоятельство потребовало разработки и осуществления специальных устройств, которые бы обеспечили замену винтовых стяжек. В узлах крепления прижимных планок к несущему кабелю вертикальной фермы из-за отсутствия герметизации было обнаружено коррозионное повреждение высокопрочных болтов (рис. 5). В результате была произведена замена всех скородированных высокопрочных болтов в узлах крепления поясов висячей и ветровой ферм с раскосами.

Замена винтовых стяжек и регулировка натяжения наклонных подвесок висячей фермы оказались сложной технической задачей. Для замены винтовых стяжек был разработан проект, изготовлены и установлены уникальные специальные временные приспособления, состоящие из инвентарных тяг для закрепления подвесок на период замены винтовых стяжек (рис. 6). Проведенная в сложных условиях замена стяжек подтвердила работоспособность разработанного метода и конструкций временного приспособления.

Сложную инженерную задачу представляла собой разработка методики регулирования усилий в подвесках висячих ферм, обеспечивающая при наименьшем количестве попыток создание во всех подвесках одинаковых проектных усилий натяжения.

Расчеты конструкций, содержащих вантовые элементы, относятся к наиболее сложным геометрически нелинейным задачам. Проблема состоит в том, что характеристики вантовых элементов могут изменяться в достаточно широких пределах и настолько резко, что требуют создания специальных алгоритмов решения. Для этого в программном комплексе Selena был разработан специальный алгоритм, позволяющий успешно находить решение не только для систем с натянутыми вантами, но и для конструкций с провисающим канатом и вантовы-



**Рис. 6. Замена винтовых стяжек:**

- а** – общий вид специального временного приспособления;
- б** – демонтаж винтовой стяжки

ми системами. Решение реализовано в виде матрицы, учитывающей приращение усилия, возникающего в  $i$ -м элементе из-за изменения усилий в  $k$ -м элементе на 10 Кн. При этом изменение усилий соответствовало определенному углу поворота «штурвала», установленного на стяжном устройстве. В результате проведенной регулировки и последующего замера натяжения во всех 92-х подвесках усилия натяжения стали одинаковыми, близкими к проектным значениям.

В процессе наблюдения за переходом были также выявлены случаи разрушения текстолитовых роликов, через которые передается давление аммиакопровода на установленные по всей его длине опоры. Для обеспечения равномерной передачи давления на ролики по специально разработанной программе была выполнена достаточно сложная пооперационная регулировка роликов за счет их вертикального перемещения при одновременном контроле фактических давлений и вертикального положения трубы, в результате давление аммиакопровода на ролики приблизилось к проектным значениям, равным 26...30 Кн.

### Выводы.

- Тридцатилетние исследования действительной работы металлоконструкций уникального висячего перехода аммиакопровода, несмотря на наблюдавшееся в процессе эксплуатации некоторое падение усилий натяжения в наклонных подвесках и преднапряжения высокопрочных болтов, а также коррозионное повреждение канатов, подтвердили работоспособность и устойчивость конструкции перехода в условиях реальных метеорологических воздействий, т.е. правильность принятых проектных решений.
- Доказана эффективность систематического визуального и инструментального наблюдений за состоянием конструкций и за всеми параметрами работы отдельных элементов и перехода в целом, позволившего своевременно выявлять дефекты и повреждения, устранять и предотвращать их дальнейшее развитие, а также вносить корректировки в основные параметры, обеспечивающие прочность и аэродинамическую устойчивость сооружения.

[1] Шкловский Е.И., Вейцман Ш.К., Шульман З.А., Гордашников А.А., Казакевич М.И., Кравцов М.М. Натурные испытания висячего трубопроводного моста через реку Днепр пролетом 720 м // Исследование и разработка по висячим и вантовым металлическим конструкциям: Труды ЦНИИПроектстальконструкция / Под ред. акад. Н.П. Мельникова. – М.: ЦНИИПроектстальконструкция, 1980. – С. 81–88.

[2] Казакевич М.И., Нейман Е.А., Шульман З.А., Кравцов М.М. Инструментальные наблюдения за работой вантовых трубопроводных мостов больших пролетов // Экспериментальные исследования эксплуатационной надежности металлических конструкций зданий и сооружений: Труды ЦНИИПроектстальконструкция / Под ред. акад. Н.П. Мельникова. – М.: ЦНИИПроектстальконструкция, 1986. – С. 22–28.

[3] Шульман З.А., Нейман Е.А., Казакевич М.И. Исследование поведения вантового моста пролетом 720 м через р. Днепр в естественном ветровом потоке // Исследование, разработка и внедрение висячих систем в покрытиях и инженерных сооружениях: Материалы совещания-семинара. – К.: КиевЗНИИЭП, 1982. – С. 303–308.

[4] Казакевич М.И., Кравцов М.М., Шульман З.А., Эйхе Г.Н. Методика натуральных испытаний и длительных наблюдений висячих мостов и переходов // Вопросы динамики мостов и теории колебаний: Межвузовский сб. науч. трудов / Под редакцией акад. Н.Г. Бондаря. – Днепропетровск: ДИИТ. – 1980. – Вып. 207/24. – С. 58–65.

[5] Казакевич М.И., Мякшин А.С., Нейман Е.А., Фрейдин Ю.С., Шульман З.А. Реакция висячего перехода пролетом 720 м на реальное ветровое воздействие // Вопросы динамики мостов и теории колебаний: Межвузовский сб. науч. трудов / Под редакцией академика Н.Г. Бондаря. – Днепропетровск: ДИИТ. – 1982. – Вып. 214/25. – С. 45–56.

[6] Казакевич М.И. Определение критической скорости аэроупругой неустойчивости висячего перехода // Вопросы динамики мостов и теории колебаний: Межвузовский сб. науч. трудов / Под редакцией академика Н.Г. Бондаря. – Днепропетровск: ДИИТ. – 1982. – Вып. 214/25. – С. 57–64.

[7] Казакевич М.И., Кравцов М.М., Попов В.Ю. О проверке аэродинамической устойчивости висячих мостов и переходов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1976. – № 6. – С. 45–48.

Надійшла 01.10.2007 р.

## ПОВОРОТНАЯ ЛИНИЯ ДИАПАЗОННОГО КРЕСТООБРАЗНОГО РАДИОТЕЛЕСКОПА

Уже почти полвека на берегу р. Оки на территории Пушчинской радиоастрономической обсерватории действует уникальный диапазонный крестообразный радиотелескоп ДКР-1000, который был задуман научным руководителем проекта доктором физико-математических наук В.В. Виткевичем по схеме профессора Миллса (Австралия). Большой вклад в осуществление этого проекта внес главный конструктор радиотелескопа П.Д. Калачев.

Радиотелескоп состоит из неподвижной и поворотной линий, каждая длиной один километр. Несущие металлические конструкции поворотной линии сооружены по проекту института «Укрпроектстальконструкция» г. Киев.

В 1957 г. С.А. Захаров – начальник отдела высотных сооружений института, П.М. Сосис – главный конструктор отдела и автор статьи были приглашены в «Физический институт Академии наук СССР им. П.Н. Лебедева» для проведения консультации по вопросу проектирования несущих металлических конструкций поворотной линии диапазонного крестообразного радиотелескопа, представляющей собой параболическую поверхность шириной 40 м и длиной 1000 м, состоящую из двухмиллиметровых проволок, параллельно расположенных на расстоянии 100 мм друг от друга. Проволоки, опирающиеся на 37 пространственных решетчатых ферм, образовывали эту параболическую поверхность. Фермы, опираясь на четырехгранные пространственные решетчатые башни высотой 20 м, должны иметь возможность одновременного поворота в обе стороны относительно продольной оси линии на угол  $120^\circ$ .

П.Д. Калачев – главный конструктор радиотелескопа – предложил к рассмотрению два проекта поворотной линии радиотелескопа. Первый проект был разработан институтом «ЦНИИпроектстальконструкция» г. Москва, второй – П.Д. Калачевым. После их изучения мы пришли к выводу, что оба проекта имеют существенные недостатки. Поворотные фермы первого проекта имели слишком большие габариты, а стенки трубчатых элементов ферм были



**Л.О. Кагановский**  
инженер-конструктор (Израиль)

излишне толстые, что увеличивало массу самих ферм и в итоге затрудняло бы их поворот.

В проекте, который разработал П.Д. Калачев, башенная опора состояла из четырех отдельно стоящих труб большого диаметра, не связанных между собой, а поворотные фермы – из большого количества стержней.

После обсуждения изложенных замечаний главный конструктор радиотелескопа предложил нам выполнить проект несущих металлических конструкций поворотной линии радиотелескопа, устранив указанные недостатки.

Не имея большого опыта проектирования высотных сооружений, а тем более уникальных радиотелескопов, мы проработали и рассмотрели несколько схем и узлов соединений несущих конструкций и приняли новые конструктивные решения, которые заключались в следующем.

Поворотная ферма трехгранного поперечного сечения имела верхний пояс параболического очертания и два нижних пояса прямолинейного очертания с «изломами». Узловое соединение распорок и раскосов к поясам выполнялось способом «труба в трубу». Стыки трубчатых поясов осуществлялись путем пропускания части трубы меньшего диаметра в больший на сварке. Трубчатые элементы решетки ферм имели минимально допустимую толщину стенки. Масса поворотной фермы составила 1200 кг.

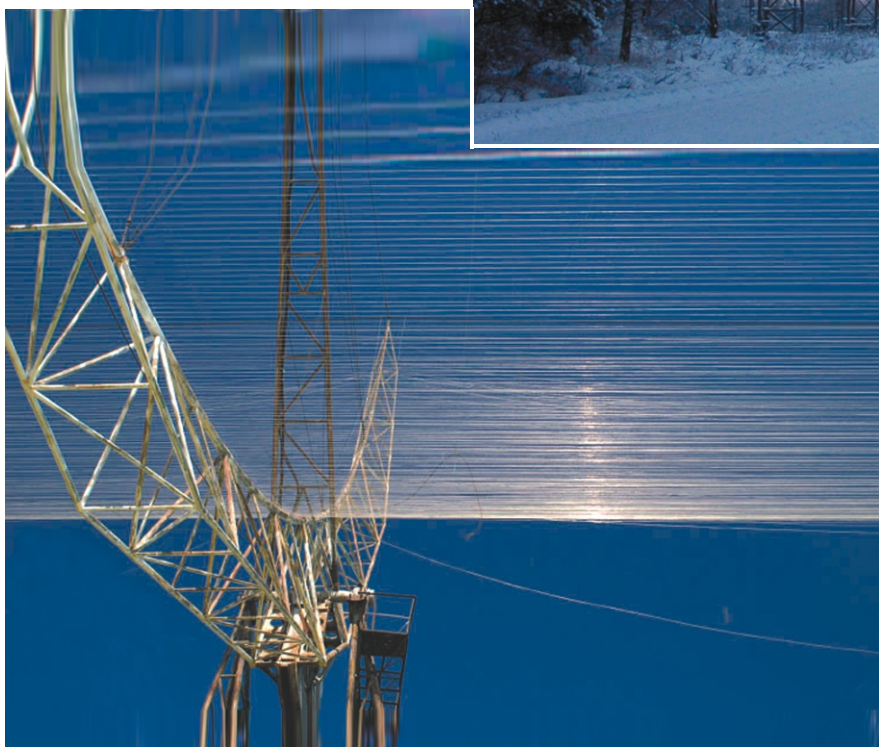
Для обеспечения необходимого поворота фермы продольная ось поворотной линии была смещена в наружную сторону от грани опорной башни, сегмент механизма поворота крепился к средней части нижних поясов фермы, а ось шарнира сегмента через наклонные подкосы крепилась к верхней площадке башни. Грань



Общий вид поворотной линии радиотелескопа

Линия радиотелескопа повернута в противоположную сторону

Ферма поворотной линии



башни со стороны смещенной оси поворотной линии выполнены на вертикальной, а противоположная – наклонной.

Строительство уникального диапазонного крестообразного радиотелескопа широко освещалось в центральной отечественной и мировой прессе. Антенная система длиной в один километр с поворотным рефлектором шириной 40 м и сегодня производит впечатление

на посетителей Пушчинской радиоастрономической обсерватории.

Несмотря на то, что согласно техническому заданию радиотелескоп был рассчитан на 20 лет, он работает уже полвека и предоставляет уникальные возможности для исследования пульсаров в космосе, оставаясь одним из крупнейших в мире радиотелескопов, работающих на метровых волнах.

Надійшла 10.09.2008 р.

## КОНСТРУКЦІЇ З КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ. СВІТОВИЙ ДОСВІД

**Я**к свідчить світова будівельна практика, із клеєної деревини можливо створювати конструкції для перекриття великих і дуже великих прояснів. При цьому низький модуль пружності даного матеріалу компенсується конструктивними формами, до яких вимоги жорсткості не такі суворі порівняно з балковими конструкціями.

У нашій країні практично відсутній досвід проектування та впровадження конструкцій з клеєної деревини.

Розглянемо можливості клеєної деревини на прикладах будівель і споруд із досвіду капітального будівництва у різних країнах. Об'єкти згруповані за конструктивними формами: бал-

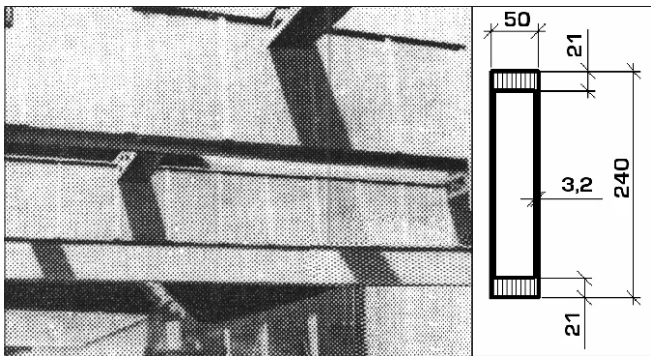


**В.З. Кліменко**  
професор кафедри металевих та дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури, к.т.н., професор

кові, рамні, аркові, просторові – у міру зростання прогонів.

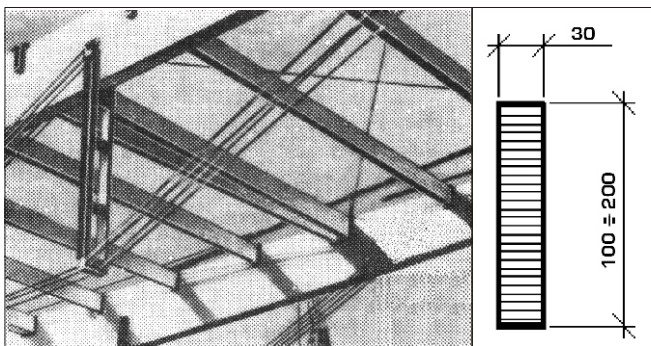
Крім наведених прикладів конструкції з клеєної деревини набули застосування також у Бельгії, Канаді, Нідерландах, Італії, Скандинавських країнах, Японії, Новій Зеландії.

### Балки



**Рис. 1. Промислова будівля 120 54 м,  $l = 30$  м (Австрія)**

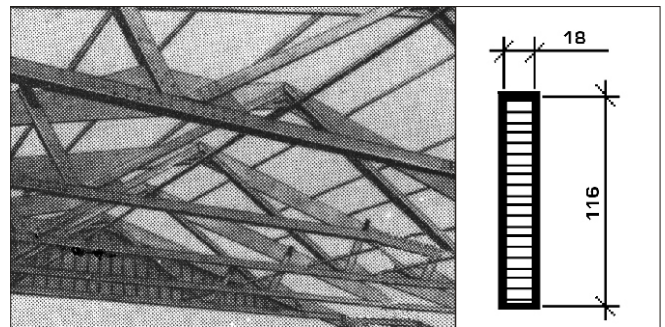
Клеєфанерні балки прямолінійні, постійної висоти. Пояси клеєдощати, клеєві шви вертикальні. Крок балок 9 м



**Рис. 2. Виставкова двопрогонова будівля 150 120 м,  $l = 54$  м (Фінляндія)**

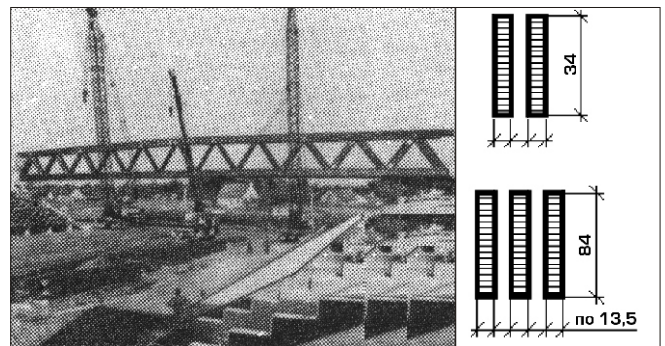
Балки клеєдощаті шпренгельні. Двоскатні з прямолінійним обрисом нижнього поясу. Крок балок 9 м

### Ферми



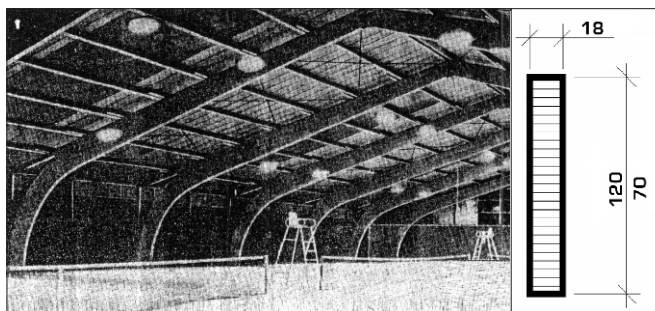
**Рис. 3. Складське приміщення 60 49 м,  $l = 46$  м (ФРН)**

Ферми трикутні заввишки 1 м із двобічними консолями завдовжки по 7 м (переріз верхнього поясу). Вузли і стик нижнього поясу вирішені на нагельях. Крок ферми 7 м



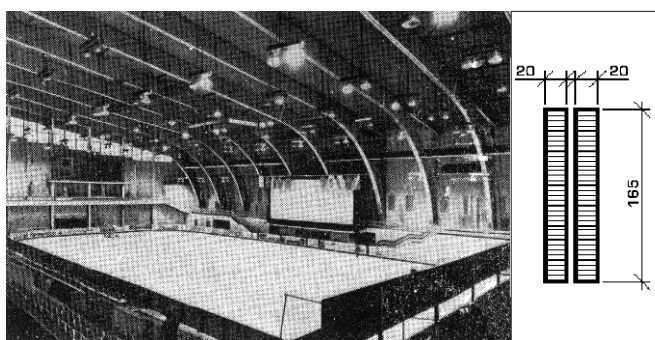
**Рис. 4. Зимовий стадіон 66 60 м,  $l = 60$  м (ФРН)**

Ферми з паралельними поясами, грати розкісні. Висота ферми 4,7 м. Крок ферм 13,2 м

**Рами**


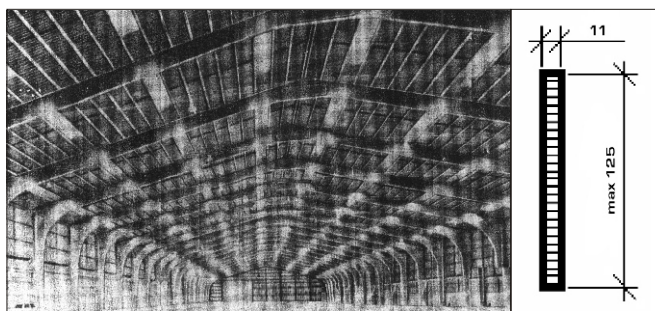
**Рис. 5. Спортивна споруда 65,6 × 39 м,  $\ell = 38$  м (Швейцарія)**

Гнутоклеєна тришарнірна рама зі змінною висотою перерізу: у карнизному вузлі 120 см, у гребеневому – 70 см



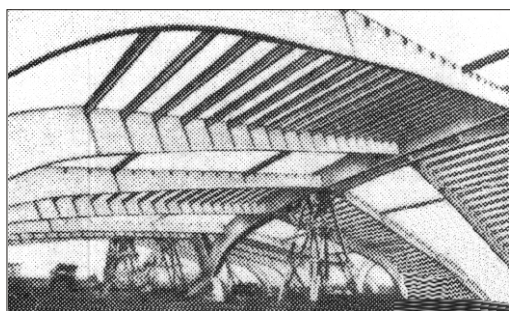
**Рис. 6. Льодовий стадіон 58,5 × 60 м,  $\ell = 51,6$  м (Росія)**

Рами з постійною висотою перерізу. Зал перекрито спареними рамами з кроком 6 м. Перед монтажем кожна рама збирається з трьох елементів



**Рис. 7. Складське приміщення 205 × 61 м,  $\ell = 60$  м (Франція)**

Тришарнірні гнутоклеєні рами заввишки 19 м. Висота перерізу ригеля зменшується до гребеневого шарніра. В карнизних вузлах встановлені додаткові клеєні елементи для з'єднання покриття зі стіною



**Рис. 8. Виставкова споруда 126 × 88 м,  $\ell = 2 \times 60$  м (Франція)**

Г-подібні рами прогоном 60 м різної висоти верхніми кінцями спираються на двошарнірну арку параболічного обрису ( $\ell = 72$  м), утворюючи привабливий в архітектурному відношенні зовнішній вигляд і інтер'єр будівлі

**Балки, ферми.** На рис. 1 показана балка, яка має незвичну висоту стінки. У Німеччині зведена подібна балка коробчастого перерізу прогоном 40 м із двома консолями по 3,3 м із стінкою заввишки 2,87 м. Інформація про стикування фанери по висоті відсутня, очевидно тому, що промисловість випускає фанерні листи достатньої ширини і товщини для створення балок середніх прогонів.

На рис. 2 і 3 верхні пояси конструкцій великопанельні. Пояси ферми мають довжину 9 м, звідси така значна висота перерізу верхнього поясу. Цікавим є приклад на рис. 4. При прогоні ферми 60 м її висота становить 4,7 м, тобто всього  $(1/14) L$ , що удвічі менше порівняно з рекомендаціями норм проектування. Це обумовлено обмеженням на будівельну висоту покриття будівлі. Тому запроєктовані тристінчасті пояси і двостінчасті розкоси. Запобігти позакентровому вирішенню вузлів, що є небажаним при значних зусиллях у розкосах, вдалося завдяки застосуванню у вузлах центрових металевих кільцевих шпонок. Цей тип з'єднання, відомий ще з 30-х років минулого століття, ефективно застосовано в конструкціях із клеєної деревини.

У масивних елементах ослаблення гніздами під кільцеві шпонки відносно незначне, а завдяки їхнім розмірам у роботу включається значний об'єм клеєної деревини, від чого зростає міцність з'єднання. Візуально в з'єднанні не дотримується принцип дрібності, але він, по суті, переміщується на мікрорівень будови деревини зі збільшенням використання речового ресурсу. З позиції законів розвитку технічних систем подібне рішення означає перехід технічної системи (в даному випадку вузлового з'єднання) на більш прогресивний еволюційний рівень. Не випадково в конструкціях спортивних споруд, зведених до Мюнхенської олімпіади, широко використовувалось з'єднання на кільцевих шпонках.



## Арки

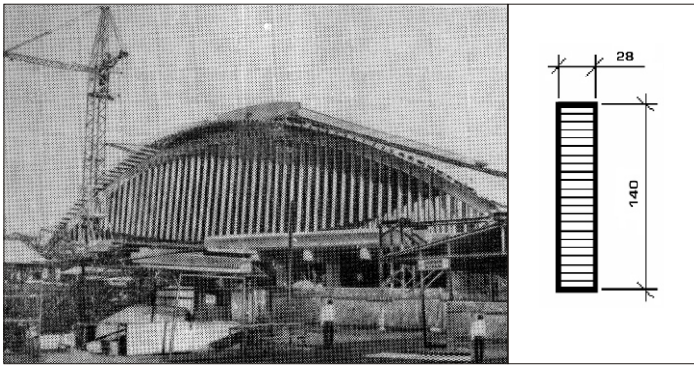


Рис. 9. Будівля ринку 60 60 м,  $\ell = 60$  м (Білорусь)

Арки тришарнірі колового обрису, стріла підйому 10 м, крок 6 м. Просторова жорсткість будівлі забезпечується прогонами і скісним робочим дерев'яним настилом

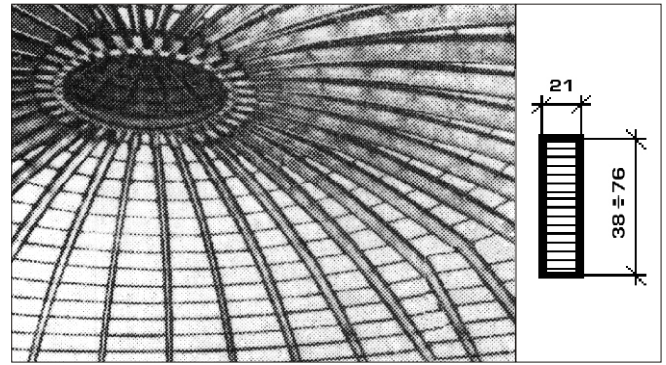


Рис. 10. Спортивна споруда  $D = 67$  м,  $\ell = 67$  м (Велика Британія)

Купол із 36-ма меридіональними ребрами колового обрису зі змінною висотою перерізу. Висота купола 15,2 м

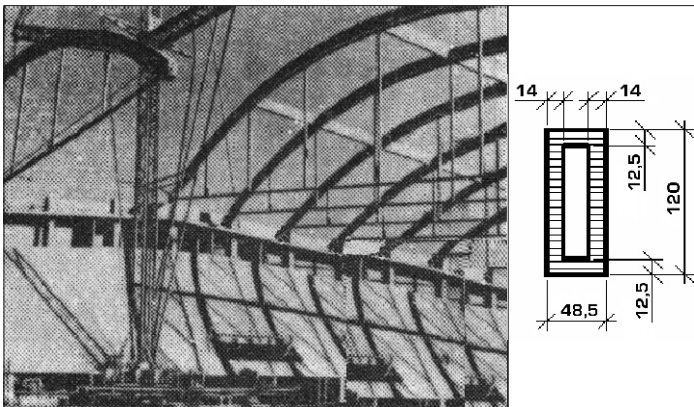


Рис. 11. Льодовий стадіон 119 101 м,  $\ell = 75$  85 м (Швейцарія)

Арки двошарнірі параболічного обрису, з затяжкою. Стріла підйому 10 14 м. Кроки 8,5 та 7,2 м. Виразне естетичне рішення внутрішнього простору будівлі

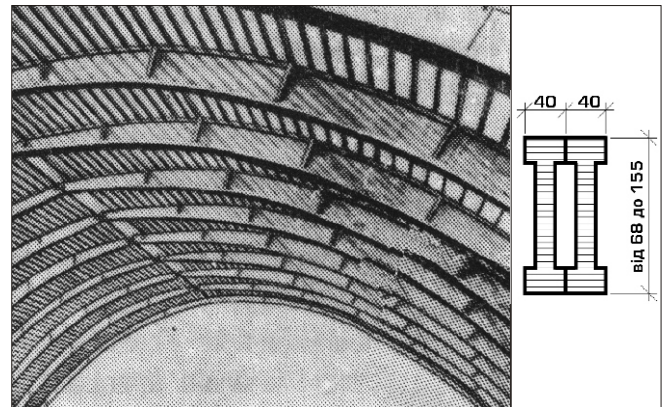


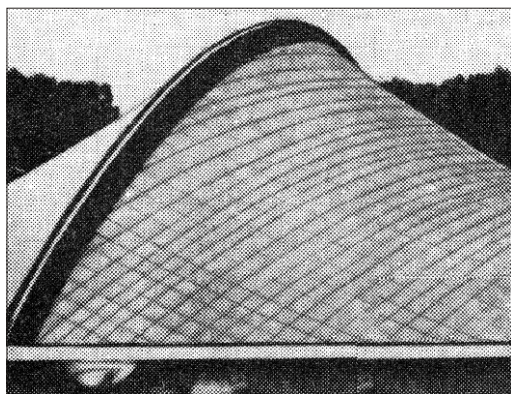
Рис. 12. Лісоторговельна біржа 96 75 м,  $\ell = 96$  м (Австрія)

Арки тришарнірі параболічного обрису зі стрілою підйому 24,5 м. Арки кроком 6,3 м стягнуті болтами по висоті стінок із ребрами жорсткості між ними

**Рами.** Спортивний комплекс (рис. 5) включає чотири тенісні корти. Монтаж покриття здійснювався просторовими блоками з двох напіврам, з'єднаних зв'язками. Останні склалися з прогонів і попередньо напружених розкосів. Спорткомплекс збудовано за 3,5 місяці. Подібних кортів зведено більше сотні. В Швейцарії клеєна деревина широко застосовується в конструкціях перекриттів прогоном до 60 м у будівлях різного призначення і в мостах довжиною до 50 м. Для малоповерхових будівель запатентовані конструкції індустріальних лінійних елементів стін, перекриттів і покриттів. Елементи виготовляються зі шпунтованих дощок шляхом склеювання по кромках (отримується коробчастий переріз) чи по пластах (суцільний переріз).

Широко застосовується деревина твердих порід, наприклад у структурній плиті покриття спортивного залу всі стержні виконані з клеєної деревини бука. Це дозволило суттєво зменшити перерізи стержнів, знизити вагу покриття і відмовитись від металу для розтягнутих елементів.

На рис. 6 рами збираються з двох прямолінійних (ригель і стояк) елементів і гнуклеєної карнизної вставки. Для зменшення зусиль у монтажних стиках і вирішення стика покриття зі стінами в карнизах встановлюються балки, які спираються на ригель і металеві стояки каркаса бічних прибудов. Гнуклеєна вставка прикріплена до каркаса металевою відтяжкою. Конструктивним елементом просторової жорсткості покриття є дерев'яні балки, які встановлені між рамами в центрі карнизної вставки по всій довжині будівлі.

**Просторові форми**


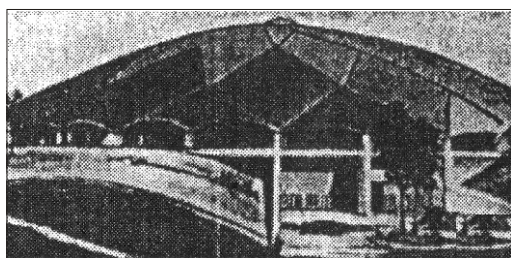
**Рис. 13. Спортивно-видовищна споруда 120 87 м (Швейцарія)**

Тонкостінна висяча двосекційна гіперболічна оболонка з використанням клеєної деревини, листової фанери, синтетичної плівки і сталевих канатів



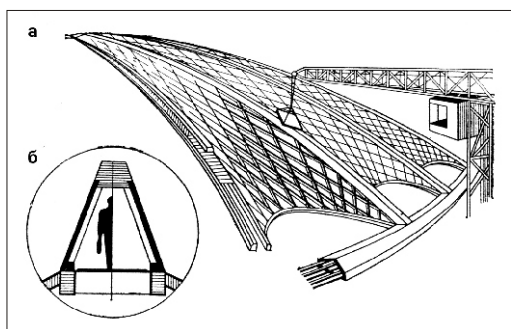
**Рис. 14. Спортивний центр. Купол  $D = 105$  м (Чехія)**

Висота пологого купола 18,5 м. Каркас складається з 44-х радіальних криволінійних ребер, об'єднаних кільцевими рядами прогонів. Знизу ребра спираються на окремі залізобетонні контрфорси, зверху – об'єднані сталевим кільцем



**Рис. 15. Критий стадіон. Купол  $D = 158$  м (США)**

Висота купола 38 м. Складається з чотирибічних чарунок двоякої кривизни. Контури гіперболоїдів виконані з криволінійних елементів з клеєної деревини. Тіло чарунок – тришарові конструкції типу «сендвіч». Чарунки скріплені болтами



**Рис. 16. Проект купола  $D = 257$  м (США):**

**а** – фрагмент купола; **б** – переріз гурта. Несучі елементи купола – гурти – мають просторову тригранну форму. Пояси гуртів із клеєної деревини прямокутного і трапецеїдального перерізу. Гурти спираються на попередньо напружене з/б кільце

Склад-накопичувач на рис. 7 збудовано в морському порту. Враховуючи те, що об'єкт розташований у місцевості з частими сильними вітровими збуреннями, прийняті спеціальні заходи з підсилення каркаса будівлі. В рамках передбачені металеві затяжки в рівні карнизних вузлів. Середні підвіски обладнані компенсаторами, які не перешкоджають підйому гребеня покриття на 60 см, а потім повертають його в проектне положення без втрати попереднього напруження в затяжках.

**Арки** – найпоширеніша конструктивна форма для перекриття великих і дуже великих прогонів. В еволюційному ланцюжку конструктивних форм арки є найефективнішими, тому що в цих конструкціях корисно використовується «пустота» ( $M_x = M - Hy$ , де  $y$  – пустота). З позиції законів розвитку технічних систем ідеальність останніх зростає по мірі використання пустоти.

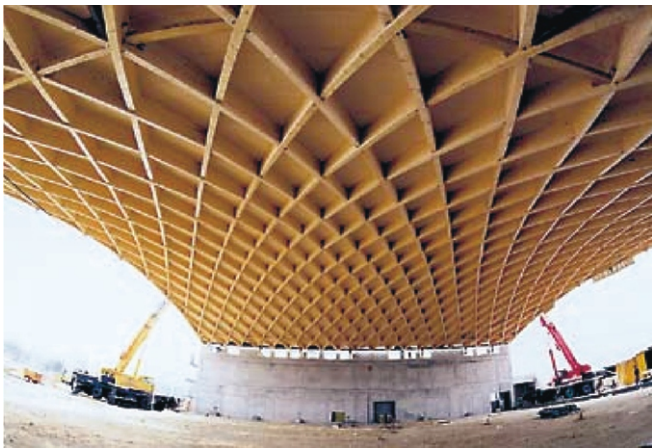
На рис. 8 показана двостінчаста арка прогоном 72 м зі змінною висотою перерізу 80 150 см і стрілою підйому 11,3 м. На рис. 9–12 прогони зростають до 100 м, а на рис. 13 прогін арки сягає 120 м.

**Просторові форми.**

На рис. 13 наведена напрочуд унікальна споруда, яка в плані має форму овалу. Дві сідлоподібні поверхні покриття виготовлені із смуг фанери завширшки 1 м і завтовшки 13 мм, які розташовані з проміжками для створення природного освітлення зали. Зверху покладено світлопроникну плівку, яка водночас виконує

роль покрівлі. Утворення і стабілізація форми оболонки досягається напруженими сталевими канатами. Внутрішній опорний контур виконано зі спарених арок, зовнішній – з клеєної деревини – спирається на різновисокі стояки.

Просторовість ребристого купола на рис. 14 забезпечується конструкцією даху. На рис. 15 зображено тонкостінний купол із криволінійними ребрами жорсткості, які направлені від колон до вершини купола.



Надійшла 21.02.2008 р.



## EUROCORR 2008 THE EUROPEAN CORROSION CONGRESS

MANAGING CORROSION  
FOR SUSTAINABILITY

7–11 september 2008  
Edinburg, United Kingdom

### ЕВРОПЕЙСКИЕ ПЕРСПЕКТИВЫ КОРРОЗИОННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ В УКРАИНЕ

**С**ложный характер процессов коррозионного разрушения и результаты научных исследований в области повышения коррозионной стойкости и долговечности материалов были рассмотрены на самом представительном Европейском коррозионном конгрессе EUROCORR 2008, который состоялся с 7 по 11 сентября в Эдинбурге, Великобритания. В работе конгресса приняли участие более 800 специалистов из 59 стран, что является рекордным показателем за весь период проведения конференций такого уровня. Научная программа включала 305 устных и 109 стендовых докладов по 24 научным секциям. Наибольшую активность по направлениям тематических секций проявили исследовательские центры и лаборатории Великобритании, Германии, Франции, Норвегии и США. На секционных заседаниях рассматривались все важнейшие вопросы коррозии и противокоррозионной защиты:

- Достижения в области противокоррозионной защиты при использовании органических покрытий.
- Автомобильная коррозия.
- Катодная защита.
- Покрытия.
- Ингибиторы коррозии.
- Коррозия в нефте- и газодобывающей промышленности.
- Механизмы действия коррозии и методы исследований.
- Коррозия полимерных материалов и железобетона.
- Коррозия в среде биотопливного этанола.
- Высокотемпературные коррозионные процессы.
- Техническое обслуживание инфраструктуры и управление. Трибокоррозия. Эрозионная коррозия и биотрибология.
- Легкие сплавы в транспортных системах.
- Управление коррозией для устойчивого развития предприятий.
- Морская и микробная коррозия.
- Металлические покрытия.
- Ядерная промышленность и захоронение отходов.
- Проверка и мониторинг нефтезаводского производства.
- Нефтепереработка – коррозия, вызванная нефтенной кислотой.
- Коррозия в процессах нефтепереработки.

На заседаниях объединенных секций были рассмотрены вопросы, связанные с ингибиторами коррозии в нефте- и газодобывающей промышленности, а также с локальными характеристиками коррозионных процессов.

В рабочих группах конгресса состоялись семинары: NACE/EFC: «Уровень науки и техники»; EFC/ SEOCORR: «Подземные трубопроводы»; WCO: «Необходимость проведения коррозионных исследований для решения глобальных проблем в будущем»; по компьютерному моделированию коррозии, по коррозии и использованию изоляционных материалов, по морской коррозии: «Оптимизация сплавов на основе меди для морских трубопроводных систем»; по питтинговой коррозии, а также 49-й Симпозиум по коррозии.

В работе 6 секций EUROCORR 2008 были представлены результаты исследований 14 представителей Украинской ассоциации коррозионистов (УАК), среди которых ученые и специалисты Физико-механического института им. Г.В. Карпенко НАН Украины (г. Львов), ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» (г. Киев), Одесского национального университета. Результаты исследований по формированию единого методического подхода к выбору средств и методов первичной и вторичной защиты от коррозии металлоконструкций на основе критериев предельных состояний в коррозионных средах были представлены специалистами по противокоррозионной защите Донбасского центра технологической безопасности (ДонЦТБ) ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» докторами технических наук, профессорами В.П. Королёвым и Ю.Б. Высоцким.

Сессионные заседания конгресса были совмещены с выставкой новейших разработок в области коррозионного контроля, повышения коррозионной стойкости материалов, средств и методов противокоррозионной защиты, включающих около 300 экспонатов. Участие ведущих разработчиков материалов и технологий защиты от коррозии дополнило тематическую программу конгресса практическими достижениями коррозионной науки и обеспечило успех EUROCORR 2008 как знаменательного события в Европейском коррозионном сообществе.

В материалах конгресса нашли отражение вопросы научно-технического сопровождения противокоррозионной защиты уникальных инженерных сооружений, подверженных воздействию коррозионных сред. Значительный интерес вызвала организация проектной и технологической подготовки работ по защите от коррозии моста Форт Рэйл, который многими рассматривается как Восьмое Чудо Света (рис. 1). Металлоконструкции моста, соединяющего Северные и Южные ветки Королевской железной дороги, эксплуатируются 117 лет. Строительство моста продолжалось 7 лет, и на него ушло 53000 т стали. Расположенный на высоте 110 м от уровня воды и имеющий длину 2467 м, железнодорожный мост в настоящее время обеспечивает движение 150 поездов в сутки. Возобновление противокоррозионной защиты сложной и уникальной стальной каркасной конструкции моста представляло собой очень сложную задачу. В результате воздействия прибрежной среды со степенью солености от средней до высокой его стальные конструкции находятся в условиях высокоагрессивной среды, для которой характерны сильные ветры и морские туманы.

Приватизация британских железных дорог способствовала повышению требований к долговечности при восстановлении противокоррозионных покрытий конструкций. Для стимулирования коррозионных исследований и разработки мер долговременной защиты от коррозионного разрушения были задействованы хозяйственные и экономические интересы. Согласно требованиям Британского железнодорожного стандарта требуемая система покрытия для выполнения окрасочных работ предусматривала 5 слоев однокомпонентного материала с общей минимальной толщиной пленки 190 мк и предполагаемым сроком службы до 10 лет. При выборе защитных покрытий стальных конструкций моста Форт Рэйл группа шотландских железнодорожных инженеров-строителей рассмотрела нетрадиционные технические методы работы, которые позволили создать проектные и технологические решения для систем защитных покрытий со сроком службы до 25 лет. В результате ускоренных испытаний физико-механических и защитных свойств покрытий была предложена модифицированная 3-слойная система материалов на основе эпоксидной смолы, включающая более толстый грунтовочный слой Transgard TG223. Промежуточный слой наносился с использованием материала Transgard TG123. Для покрывного слоя, обладающего повышенными декоративными свойствами, применена защита на основе материала Transgard TG168 (рис. 2). Таким образом, нетрадиционная система покрытия обеспечила увеличение срока службы покрытия в условиях высокоагрессивной среды и позволила получить существенные технологические преимущества при окрасочных работах.

Примером успешного решения важных проблем предупреждения коррозионного разрушения в строительных проектах являются современные технологии противокоррозионной защиты, которые использовались при реконструкции железнодорожной станции Св. Панкрас (рис. 3). Конструктивной особенностью этого внушительного Викторианского здания, возведенного в 1864 г., является самое большое в мире однопролетное покрытие данного типа. По исторической значимости Викторианские металлоконструкции относятся к категории объектов, представляющих «Английское Наследие». Основные трудности при подготовке поверхности и окраске конструкций были связаны с работой в замкнутом



Рис. 1. Пролетные строения моста Форт Рэйл



Рис. 2. Внешний вид стальных конструкций и их защитных покрытий после выполнения окрасочных работ



Рис. 3. Большепролетные стальные конструкции дебаркадера станции Св. Панкрас

пространстве и на большой высоте. Для удаления старой краски использовалась вода под давлением 40000 фунтов/кв. дюйм, которая затем смывалась через фильтрующую установку, что препятствовало попаданию свинцовой пыли в атмосферу.

Тезисы докладов EUROCORR 2008 опубликованы в сборнике материалов конгресса, а полный текст докладов представлен в электронном варианте. Материалы, отражающие международный опыт и передовые технологии противокоррозионной защиты, использованы ДонЦТБ при проведении курсов повышения квалификации специалистов по программе «Менеджмент технологической безопасности конструкций зданий и сооружений». Проведение школы-семинара «Коррозионный контроль и противокоррозионная защита конструкций зданий и сооружений» на базе лечебно-оздоровительного комплекса «Нижний Мисхор» (30 сентября – 4 октября 2008 г., пгт Мисхор, АР Крым) стало очередным этапом создания единой системы подготовки, повышения квалификации и аттестации экспертов в сфере управления Минрегионстроя Украины. Организационная подготовка курсов повышения квалификации выполнялась при поддержке научно-координационной и экспертной комиссии по вопросам ресурса и безопасности эксплуатации конструкций, сооружений и машин при Совете национальной безопасности и обороны Украины, УАК, Национального университета «Львовская политехника» и ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского».

Целью программ является повышение квалификации руководителей и профессиональная подготовка специалистов-экспертов, деятельность которых связана с оценкой коррозионного состояния, разработкой проектной и технологической документации на противокоррозионную защиту конструкций зданий и сооружений, научно-техническим сопровождением объектов с учетом уровня коррозионной опасности.

Программа направлена на реализацию мероприятий, утвержденных распоряжением КМУ № 100-р от 1 марта в 2004 г. «О мероприятиях по усилению контроля за проектированием, новым строительством, реконструкцией, капитальным ремонтом и эксплуатацией зданий и сооружений», Постановлением КМУ от 8 октября в 2004 г. № 1331 «Об утверждении Государственной научно-технической программы «Ресурс».

Программа повышения квалификации специалистов включала работу семинаров по направлениям спецкурсов:

- «Оценка эксплуатационных свойств строительных конструкций по данным обследования зданий и сооружений в коррозионных средах» – для специалистов цехового персонала промышленных и гражданских объектов (1 уровень);
- «Коррозионный мониторинг для обеспечения нормативных требований к противокоррозионной защите строительных объектов» – для персонала служб технического надзора и инженерно-технических работников специализированных организаций (2 уровень);
- «Состояние и перспективы развития современных технологий в области коррозии и протикоррозионной защиты» – для руководителей в сфере управления проектированием, нового строительства, реконструкции, капитального ремонта и эксплуатации зданий и сооружений (3 уровень).

Зарубежный опыт свидетельствует, что долговременная защита от коррозионного разрушения обеспечивается при выполнении регламентных положений ISO 12944:1998 «Лаки и краски – защита от коррозии стальных конструкций системами защитных покрытий». По программе работы школы-семинара рассмотрены требования по классификации агрессивных сред, вопросы коррозионной стойкости и конструктивной приспособленности, выбора систем защитных покрытий; методы ускоренных испытаний и оценки качества противокоррозионной защиты; технологии подготовки поверхности и нанесения покрытий; контроль коррозионного состояния и восстановление работоспособности объектов в коррозионных средах. Высокий уровень учебного процесса по программе краткосрочных курсов был обеспечен благодаря участию в проведении лекционных и семинарских занятий д.т.н., проф. Ю.Б. Высоцкого, д.т.н., проф. В.П. Королева, канд. техн. наук, доц. А.В. Галактионова, канд. техн. наук, доц. А.Н. Гибаленко, канд. техн. наук, доц. С.В. Колесниченко, зав. лабораторией технической диагностики Ю.В. Селютина.

Участникам краткосрочных курсов повышения квалификации, среди которых были руководители предприятий, служб технического надзора и инженерно-технический персонал в области диагностики коррозионного состояния и противокоррозионной защиты конструкций ЗАО «Новокраматорский машиностроительный завод», ЗАО «Донецксталь» – металлургический завод», ЗАО «Макеевкокс», ОАО «Авдеевский КХЗ», ОАО «Конструкция», ОАО «Макеевский ЗМК», ОАО «Ясиновский КХЗ», ООО «Промстройремонт», были вручены сертификаты в заявленной слушателями курсов области.

*Более подробную информацию по актуальным проблемам в области коррозионных исследований и разработке мер противокоррозионной защиты можно получить в испытательной лаборатории средств и методов противокоррозионной защиты «Антикор-Дон» ДонЦТБ ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», г. Макеевка, ул. Фонтанная, 44.*

Контактный телефон: 8 (062) 341-37-66, e-mail: center\_sts@ukr.net

# Вітаємо з 60-річчям

## ВОЛОДИМИРА ЛЕОНІДОВИЧА ПАСЕЧНЮКА

**фахівця з проектування та монтажу будівельних металоконструкцій,  
головного інженера ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція  
ім. В.М. Шимановського», члена редакційної колегії журналу  
«Промислове будівництво та інженерні споруди»**

Пасечнюк В.Л. закінчив Київський автомобільно-дорожній інститут за фахом інженер-будівельник.

За роки своєї трудової діяльності Володимир Леонідович проявив себе як висококласний інженер та організатор будівельного виробництва. Під його особистим керівництвом були зведені визначні об'єкти громадського призначення в м. Києві, серед яких Будинок торгівлі, Національна бібліотека України імені В.І. Вернадського НАНУ, арка Дружби Народів, Український гім, Будинок меблів, Спортивна арка, Будинок урочистих подій, Меморіальний комплекс «Національний музей історії Великої Вітчизняної війни 1941–1945 років», освітлювальні опори для столичних стадіонів «Олімпійський» та «Динамо».

За участі Пасечнюка В.Л. у м. Києві та області збудовані такі великі промислові об'єкти, як нові корпуси АНТК ім. Антонова для виробництва літаків «Руслан» та «Мрія», ВАТ «Київський картонно-паперовий комбінат» у м. Обухові, ЗАТ «Оболонь» та інші.

Обіймаючи посаду головного інженера тресту «Центрстальконструкція» Мінмонтажспецбуду УРСР, Володимир Леонідович брав участь у будівництві киснево-конверторного цеху заводу «Азовсталь», Миколаївського глиноземного заводу, 17-го та 40-го цукрових заводів у Вінницькій та Хмельницькій областях. Він входив до складу керівництва пусковим комплексом заводу ЕП-250 (концерн «Оріана») у м. Калуші Івано-Франківської області. Застосовуючи новітні технології, будував наземні об'єкти телерадіозв'язку заввишки 250 м у м. Новодністровську Чернівецької області та



м. Олевську Житомирської області, керував роботами з виготовлення монтажних блоків для об'єкта «Укриття» ЧАЕС.

Серед сучасних будівельних об'єктів, що зводились колективами монтажників під керівництвом Пасечнюка В.Л., Південний залізничний вокзал у м. Києві, нові виробничі корпуси фармацевтичної фірми «Дарниця», технологічні корпуси МНЛЗ та киснево-конверторного цехів у м. Алчевську, реконструкція парку сировини «Нафтохімік Прикарпаття» в м. Надвірній Івано-Франківської

області, Міжнародний виставковий центр у м. Києві та багато інших.

З 2006 р. Володимир Леонідович обіймає посаду головного інженера ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського». Очолюючи службу головного інженера інституту – базової організації з науково-технічної діяльності у сфері будівництва за напрямом «Будівельні металеві конструкції» – він професійно на високому сучасному рівні вирішує найскладніші питання щодо розроблення технічної документації для комплексних об'єктів України та зарубіжжя.

Пасечнюк В.Л. користується незаперечним авторитетом і повагою серед науковців, проєктувальників та будівельників.

За високий професіоналізм, вагомі здобутки у проєктно-конструкторській діяльності, спорудженні багатьох унікальних у інженерному відношенні об'єктів промислового і соціально-культурного призначення Володимир Леонідович нагороджений орденем «Знак Пошани», медаллю «В пам'ять 1500-річчя Києва», Подякою Київського міського голови.

**Щиро зичимо Володимирі Леонідовичу міцного здоров'я, успіхів у його нелегкій справі та творчої наснаги для здійснення нових задумів.**

Друзі, колеги, редколегія

**ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ 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 Corel DRAW, Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – bmp, tif, eps, jpg – 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 № 2 від 26.02.2009 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 06.03.2009 р. Формат 60 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.  
Тираж 300 прим.

Віддруковано ПП «Видавництво «Досконалий друк», вул. Академіка Заболотного, 20-А, м. Київ, тел. 490-33-12  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1587 від 02.12.2003 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





**УКРАЇНСЬКИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ТА ПРОЕКТНИЙ  
ІНСТИТУТ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ  
ІМЕНІ В.М. ШИМАНОВСЬКОГО**

**7–10 вересня 2009 р.  
Україна, м. Скадовськ**

# **КОЛОКВІУМ**

## **«РОЗРАХУНОК ТА ПРОЕКТУВАННЯ ПРОСТОРОВИХ КОНСТРУКЦІЙ»**

### **КОЛОКВІУМ ПРОВОДИТЬСЯ ЗА ПІДТРИМКИ**

- ☑ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України
- ☑ Національної академії наук України
- ☑ Української Державної корпорації «Укрмонтажспецбуд»
- ☑ Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України
- ☑ Міжнародної асоціації з оболонкових та просторових конструкцій IASS (Іспанія)

### **ТЕМАТИКА КОЛОКВІУМУ**

- розроблення раціональних типів будівельних металевих конструкцій, експериментально-теоретичні дослідження роботи їх елементів та з'єднань;
- розвиток методів розрахунку та проектування будівельних металевих конструкцій та споруд;
- проблеми автоматизації проектування та розрахунку металевих конструкцій;
- удосконалення технологій виготовлення і монтажу металевих конструкцій, ремонту і реконструкції будівель та споруд;
- розвиток методів випробування металевих конструкцій та обладнання неруйнівного контролю;
- проблеми технічної експлуатації, методи оцінювання технічного стану та визначення залишкового ресурсу металоконструкцій.

ОФІЦІЙНІ МОВИ: українська, російська, англійська.

### **УМОВИ УЧАСТІ**

Реєстраційний внесок учасника складає 500 грн. Сума реєстраційного внеску включає витрати на технічне, організаційне і транспортне обслуговування колоквиуму, чай-каву в перервах, видання доповідей, товариську вечерю і не включає витрати на проживання.

Оплата внеску проводиться заздалегідь за безготівковим розрахунком або під час реєстрації.

### **КОНТРОЛЬНІ ДАТИ**

Заявки на участь у колоквиумі та анотації доповідей — 15 квітня 2009 р.  
Повідомлення про попереднє прийняття доповідей — 30 квітня 2009 р.  
Подання текстів доповідей — 1 черня 2009 р.  
Повідомлення про остаточне прийняття доповідей — 25 червня 2009 р.

### **ДЛЯ КОРЕСПОНДЕНЦІЇ**

ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція  
ім. В.М. Шимановського»,  
просп. Визволителів, 1, Київ-02,  
МСП-660, Україна, 02660.  
Факс: +38-044-543-97-40,  
+38-044-543-97-69.

E-mail: [icbmc@urdisc.com.ua](mailto:icbmc@urdisc.com.ua)

<http://urdisc.com.ua/collocv.html>

# Донбаський центр технологічної безпеки

ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М.Шимановського»

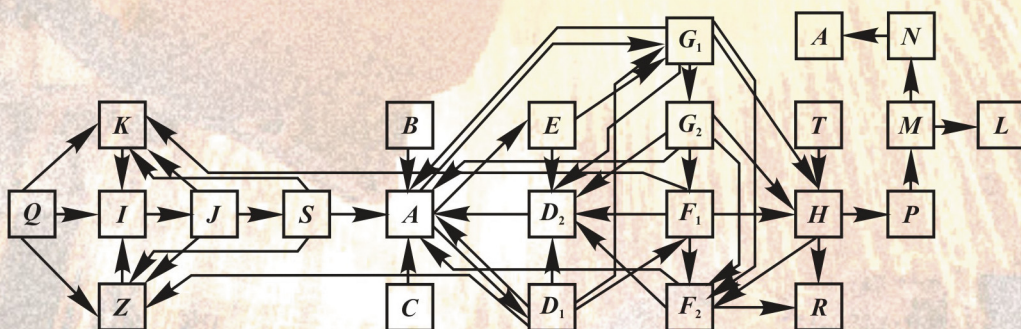
вул. Фонтанна, 44, м. Макіївка,  
Донецька обл., Україна, 86123  
Тел.: 8(062) 330-31-77  
Факс: 8(062) 341-37-66  
E-mail: center\_sts@ukr.net



## ВИПРОБУВАЛЬНА ЛАБОРАТОРІЯ ТЕХНІЧНОЇ ДІАГНОСТИКИ основні напрямки діяльності:

- Впровадження методів управління безпекою, контролю і оцінки технічного стану конструкцій будівель і споруд на основі документованих процедур за вимогами ISO 9001:2000.
- Обстеження та оцінка технічного стану, паспортизація будівель та споруд. Розробка проектної документації на ремонт та підсилення конструкцій.
- Діагностика залишкового ресурсу, продовження терміну експлуатації конструкцій, аналіз показників ремонтпридатності та післяремонтної несучої здатності.
- Керування параметрами технічного стану і технологічної безпеки, моніторинг ступеня критичності дефектів та пошкоджень за вимогами OHSAS 18001:1999.
- Науково-технічний супровід будівельних об'єктів у порядку, що визначений положеннями ДБН В.1.2-5:2007.
- Експериментальний контроль показників якості та довговічності конструкцій, їх захисних покриттів з урахуванням положень ISO 12944:1998.
- Розробка довідково-аналітичної бази даних «Ресурс» експлуатаційних властивостей об'єктів, впровадження у підрозділах служб технічного нагляду методів реєстраційної оцінки рівня ризику за показниками ремонтпридатності конструкцій будівель та споруд.
- Підвищення кваліфікації фахівців із курсу «Безпека та надійність експлуатації конструкцій, технологічного обладнання, будівель та споруд», який розроблено відповідно до керівних вказівок з навчання ISO 10015:1999.

Попередження аварійних ситуацій з використанням розрахункових моделей експлуатації конструкцій та споруд за фактичним станом:



ДІАГНОСТИКА  
МОНІТОРИНГ  
ІНЖЕНЕРНИЙ ЗАХИСТ

Визначення якісних і кількісних критеріїв технологічної безпеки  
Реєстраційна оцінка ступеня критичності дефектів та ушкоджень  
Продовження залишкового ресурсу конструкцій