

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАПЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
ІМ. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 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., проф.
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.
Стоянов В.В., д.т.н., проф.
Шимановський О.В., член-кор. НАНУ,
д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА на 2014 — 2015 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)
Кавачучі М., д.т.н., проф. (Японія)
Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)
Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)
Кжупка В., д.т.н., проф. (Чехія)
Кульбах В., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Естонія)
Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)
Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)
Новак А., д.т.н., проф. (США)
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)
Тулєбаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)
Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



1'2014

Виходить 4 рази на рік

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

ТЕХНІЧНЕ РЕГУЛЮВАННЯ У МЕТАЛОБУДІВНИЦТВІ

В.П. Адріанов
ТЕХНІЧНЕ РЕГУЛЮВАННЯ У МЕТАЛОБУДІВНИЦТВІ 2

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

В.В. Шалінський
ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ЕСТАКАДИ
КОРОБЧАСТОГО ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ 6

В.І. Гуляев, В.В. Гайдайчук, Е.Н. Андрусенко, Н.В. Шлюнь
ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАИМЕНЕЕ ЭНЕРГОЗАТРАТНЫХ
РЕЖИМОВ БУРЕНИЯ СВЕРХГЛУБОКИХ КРИВОЛИНЕЙНЫХ СКВАЖИН. 10

І.А. Яковенко
РЕАЛИЗАЦИЯ МЕТОДА ФИЗИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ
ПРИМЕНИТЕЛЬНО К РАСЧЕТУ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ
ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА 17

В.І. Колчунов, Е.В. Омельченко
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕСТКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ В ЗОНЕ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН 24

Н.В. Усенко
ОБРАЗОВАНИЕ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН ПЕРВЫХ ДВУХ ТИПОВ
В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ 29

ДОСЛІДЖЕННЯ

М.Л. Гринберг, А.Г. Суббота, А.І. Чуєнко, С.М. Остапюк, О.М. Цибульський
ТРИВАЛІ ВИПРОБУВАННЯ З ГРИБОСТІЙКОСТІ СВІТЛОПРОЗОРОЇ ПЛІВКИ ETFE
У БУДІВЕЛЬНИХ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЯХ. 34

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

Ю.В. Кайгородцев, К.М. Цуман, В.К. Цихановський
НОВІ МОБІЛЬНІ СИСТЕМИ ЛИЖНИХ ТРАС
У ВАЖКОДОСТУПНИХ МІСЦЯХ 41

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

М.Ю. Заварзін
ВИКОРИСТАННЯ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ В ЯКОСТІ НЕЗНІМНОЇ ОПАЛУБКИ
СТІН ДЛЯ РЕАКТОРНИХ ВІДДІЛЕНЬ АЕС 46

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

ТЕХНІЧНЕ РЕГУЛЮВАННЯ У МЕТАЛОБУДІВНИЦТВІ

Технічне регулювання є важливим елементом у здійсненні державної технічної політики та дійовим чинником у сфері встановлення правових відносин щодо виконання вимог до продукції або пов'язаних з нею процесів, систем, послуг тощо.

Питання забезпечення технічного регулювання в галузі будівництва визначаються законами, нормативно-правовими, нормативними актами та документами. Будівельні норми та стандарти разом із процедурами оцінки відповідності складають сферу технічного регулювання в будівництві та є взаємопов'язаним комплексом документів, спрямованих на забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів та довкілля.

Технічне регулювання – це виключно ринковий чинник впливу держави на ринок, який насамперед сприяє добросовісній конкуренції, а також впровадженню у капітальне будівництво нових технологій, матеріалів, конструкцій та виробів.

Україна протягом багатьох років входить до переліку країн із найбільшими показниками виготовленої металопродукції на душу населення. В нашій країні експлуатується біля 36 млн. т несучих металевих конструкцій, що сконцентровані в першу чергу на об'єктах базових галузей, а саме: металургії, машинобудування, енергетики, вугледобувної та нафтогазової промисловості. Основою фонду металоконструкцій України є конструкції промислових споруд загальною вагою більш як 12 млн. тонн.

У вітчизняній підгалузі металобудівництва зайнято багато наукових та проектних організацій, підприємств із виготовлення будівельних металоконструкцій, спеціалізованих сталемонтажних підрозділів, що робить Україну конкурентоспроможною в окремих секторах підрядних ринків близького та далекого зарубіжжя.

Загальна річна потужність українських заводів металоконструкцій становить більш як 800 тис. т, їх продукція постачається у понад 20 країн світу.

Необхідно враховувати світові тенденції до збільшення обсягів використання металевих конструкцій під час зведення цивільних об'єктів, у т.ч. і спортивного призначення, таких як



В.П. Адріанов
заступник голови ТК 301
«Металобудівництво»

стадіони, що збудовані до Євро-2012, а також спортивні комплекси, які зводяться до Євробаскету-2015.

Безпечна експлуатація наявного та нового металофонду, інноваційний розвиток будівельної галузі, входження України до Світової організації торгівлі, а також інтеграція нашої економіки до європейського співтовариства потребують посилення впливу стандартизації задля підвищення рівня конкурентоспроможності та покращання широкого спектра будівельних металевих конструкцій. Досягти цього можна шляхом розроблення національних нормативних документів із проектування, виготовлення, транспортування, технології монтажу, обстеження, визначення залишкового ресурсу, показників якості, методів випробувань, оцінки відповідності тощо.

Мінрегіон України протягом останніх років створив дійову організаційну структуру в галузі технічного регулювання на основі формування системи базових організацій за основними напрямками науково-технічної діяльності в будівництві та технічних комітетів стандартизації (рис. 1).

На базові організації покладені функції з розроблення нових або перегляду чинних будівельних норм (ДБН). Технічні комітети зосередились на розробленні, розгляді та погодженні документів національної системи стандартизації (ДСТУ, ГОСТ, СТ СЕВ, ТС, ТУ).

Базовою організацією у галузі металобудівництва визначено інститут «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», який має 65-річний досвід щодо проведення досліджень та проектування будівельних металевих конструкцій для всіх галузей економіки. Інститут узяв на себе функції секретаріату під час утворення Мінрегіоном України технічного комітету ТК 301

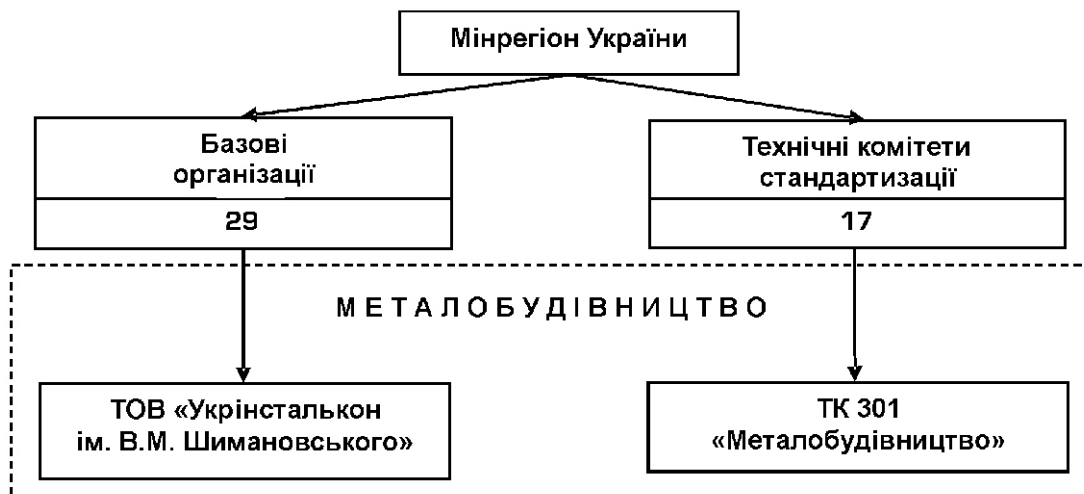


Рис. 1. Організаційна структура в галузі технічного регулювання

«Металобудівництво», до складу якого як колективні члени ввійшли також НДІБК, Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона, Інститут транспорту нафти, Державна корпорація «Укрмонтажспецбуд», об'єднання «Укрстальконструкція», Житомирський ЗОК, Приазовський державний технічний університет, Метінвест-Холдинг, Придніпровська державна академія будівництва та архітектури, ДонпромбудНДІ-проект та інші.

За ТК 301 закріплено 9 кодів головних об'єктів стандартизації за класами 91 та 93 згідно з Українським класифікатором нормативних документів (ДК 004:2008), що і визначило його організаційну структуру у складі 5 підкомітетів (рис. 2).

У теперішній час у сфері технічного регулювання металобудівництва є чинними понад 150 нормативних актів та документів державного рівня, серед яких 20 ДБН і 5 СНИП, 52 ДСТУ, 13 ГОСТ і СТ СЕВ, а також технічні умови на

різні види металокопункцій для будівництва. Тільки протягом останніх двох років фахівцями базової організації «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» та ТК 301 «Металобудівництво» було підготовлено проекти чотирьох ДБН та 38 ДСТУ в галузі проектування, виготовлення та монтажу металевих конструкцій. Крім того, завершується розробка низки основоположних нормативних документів щодо металобудівництва. Насамперед це стосується нової редакції ДБН 2.6-163:2010 «Сталеві конструкції. Норми проектування», а також ДСТУ-Н Б В.2.6-XXX:201X «Правила виготовлення сталевих конструкцій. Загальні технічні умови» та ДСТУ А.3.1-XXX:201X «Монтаж металевих конструкцій. Загальні технічні вимоги». Враховуючи, що з 01.01.2014 р. набули чинності два нових стандарти з антикорозійного захисту металокопункцій призупинено дію усіх СНИП колишнього Радянського Союзу в галузі металобудівництва.

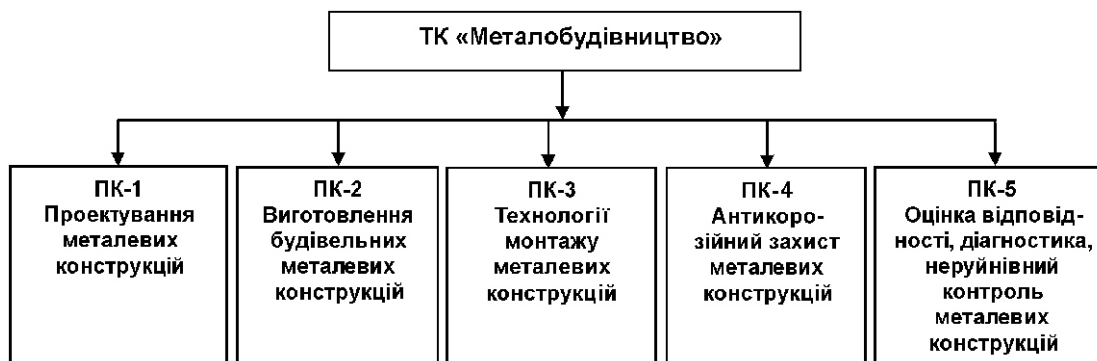


Рис. 2. Організаційна структура ТК 301

Необхідно відзначити активну позицію щодо сприяння розробленню нових нормативних документів щойно створеної асоціації «Український центр сталевих будівництва», яка має на меті просування сталевих конструкцій як таких, яким надається перевага у всіх галузях будівельного виробництва.

Європейський вибір нашої країни визначив шляхи подальшого формування вітчизняної системи технічного регулювання в будівництві, враховуючи узагальнений досвід держав-членів Європейського Союзу. Важливим етапом на цьому шляху стало затвердження Технічного регламенту будівельних виробів, будівель та споруд, що був розроблений із врахуванням вимог Директиви Ради Європи 89/106 ЄЕС (постанова Кабінету Міністрів України від 20.12.2006 р. № 1764), у відповідності з яким було розпочато системне впровадження європейської системи щодо розроблення нормативних документів із проектування та спорудження будинків і споруд, а також процедур оцінки відповідності.

Набули чинності будівельні норми, розроблені згідно з вимогами Технічного регламенту щодо безпеки життя та здоров'я людини, безпечної експлуатації, механічного опору та надійності, пожежної безпеки, енергоощадності, захисту довкілля. Крім цього, були прийняті стандарти на базі керівних документів, а також стандарти – регламентні технічні умови на будівельну продукцію.

Технічний регламент дав змогу українським виробникам різних типів виробів для будівельної галузі, в т.ч. і металевих конструкцій, наблизитись до європейської практики здійснення процедур оцінки відповідності, а саме: випробування виробів виробником, здійснення контролю виробництва на підприємстві, випробування виробником зразків виробів, проведення органом з оцінки перевірок системи контролю виробництва тощо. У разі неможливості виконати оцінку відповідності згідно з регламентованими процедурами використовується розрахунковий метод підтвердження відповідності, затверджений Мінрегіоном України.

Необхідно зазначити, що підтвердження відповідності виробів Технічному регламенту вперше здійснюється шляхом складання декларацій виробником або виконанням процедур добровільної сертифікації. При цьому деклару-

вання здійснюється методом внутрішнього контролю або забезпечення якості виробництва, а сертифікація – шляхом перевірки виробу та системи якості виробництва або комплексної перевірки випуску продукції.

Наступним важливим етапом розвитку євроінтеграційних процесів у будівельній галузі була робота з гармонізації Єврокодів (стандарти категорії А) в галузі проектування та європейських стандартів (категорія В) на різні види будівельної продукції.

Комплект Єврокодів складається з десяти блоків (EN 1990, EN 1991... EN 1999), у складі яких 58 частин (євростандартів), що охоплюють основні будівельні конструктивні матеріали (бетон, сталь, дерево, камінь, алюміній), усі основні сфери проектування конструкцій (навантаження, пожежо- та сейсдобезпека тощо), а також широкий спектр типів конструкцій (будівлі, мости, вежі тощо). Серед загальної кількості розділів Єврокодів 40 % – це євростандарти з проектування металевих будівельних конструкцій.

Для проектування будівельних металоконструкцій використовується Єврокод 1990 «Основи проектування конструкцій», EN 1991 «Навантаження на конструкції», EN 1993 «Проектування сталевих конструкцій», EN 1998 «Проектування конструкцій при сейсмічних навантаженнях», EN «Проектування алюмінієвих конструкцій».

Єврокоди враховують і захищають права країн, які приєднуються до них, при визначенні питань безпеки на національному рівні шляхом розроблення та приймання національних додатків, в яких приймаються специфічні для кожної країни параметри (географічні, кліматичні, коефіцієнти надійності тощо).

Згідно з установленими правилами Єврокоди набувають статусу національних тільки шляхом публікації ідентичних текстів.

У 2012 р. в Україні була завершена робота з приймання як ідентичних державних стандартів (ДСТУ-Н Б EN) усіх Єврокодів із проектування. В 2013 р. завершена розробка всіх національних додатків (Зміна 1 до ДСТУ-Н Б EN). У цій роботі активну участь брали провідні вчені та спеціалісти ТК 301. З метою єдиного методичного підходу до підготовки ідентичних державних стандартів методом перекладу ними

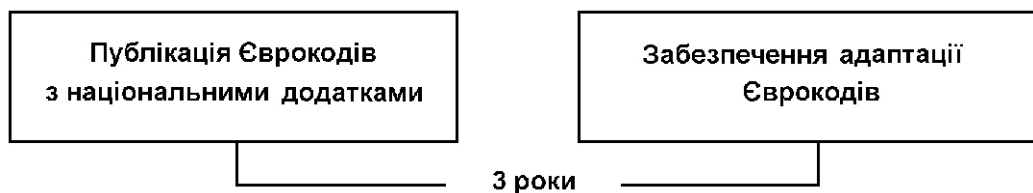


Рис. 3. Процедура (рекомендована) впровадження Єврокодів

було підготовлено Термінологічний словник, складений на основі термінології та понять, що використовуються в європейських нормативних документах.

Одночасно з гармонізацією Єврокодів у будівництві та суміжних галузях економіки на постійній основі здійснюється гармонізація євростандартів на нові матеріали, виробы, методи їх випробувань, виконання робіт. Так у галузі металобудівництва набули чинності як державні стандарти європейські норми щодо низки нових марок металопрокату, зварювальних матеріалів та контролю зварювальних процесів, матеріалів і методів протикорозійного захисту тощо.

Наприкінці 2013 р. була завершена розробка двох дуже важливих гармонізованих європейських стандартів – ДСТУ Б EN 1990-1 «Виконання сталевих і алюмінієвих конструкцій. Частина 1. Вимоги щодо оцінки відповідності компонентів конструкцій» (EN 1990-1:2009 A1:2011, IDT) та ДСТУ Б EN 1990-2 «Виконання сталевих і алюмінієвих конструкцій. Частина 2. Технічні умови щодо сталевих конструкцій» (EN 1990-2:2008 A1:2011, IDT), що регламентують усі основні етапи створення будівельних сталевих конструкцій: виготовлення, транспортування, укрупнювальне складання, монтаж, зварювання, приймання та здавання змонтованих конструкцій замовнику.

Передумовою активної практичної роботи з гармонізації європейських стандартів у будівництві стало прийняття Урядом України Постанови від 23.05.2011 р. № 547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, роз-

роблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих із нормативними документами Європейського Союзу». Таким чином, Україна отримала можливість проектувати об'єкти як за національними стандартами, так і за Єврокодами.

Наступним відповідальним кроком після прийняття усього комплексу Єврокодів є здійснення перехідного періоду адаптації щодо вимог європейських стандартів та поступове їх впровадження у практику будівництва (рис. 3).

У галузі металобудівництва до переліку необхідних заходів можна віднести подальшу гармонізацію європейських стандартів (насамперед тих, на які є посилання в Єврокодах), розроблення Посібника з проектування будівельних металевих конструкцій, дооснащення заводів металоконструкцій необхідним технологічним та лабораторним обладнанням із метою забезпечення європейських вимог до продукції та проведення процедур оцінки відповідності, перепідготовки будівельно-монтажних та контролюючих організацій.

Реалізація цих вимог, а також напрямків технічного регулювання дасть змогу вітчизняним організаціям та підприємствам, що працюють у галузі проектування, виготовлення та монтажу будівельних металевих конструкцій для об'єктів промислового та цивільного будівництва, підвищити рівень конкурентоспроможності своєї продукції та здійснювати свою діяльність на будівельних ринках як України, так і зарубіжжя.

Надійшла 13.01.2014 р.

УДК 624.21.014.2

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ЕСТАКАДИ КОРОБЧАСТОГО ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ

Розглянуто особливості розрахунку естакади коробчастого поперечного перерізу. Встановлено основні відмінності методик розрахунку, викладених у чинних нормах та раніше діючих. Виконано порівняння результатів розрахунку естакади, отриманих за допомогою рекомендованих додатків чинних норм та шляхом виконання просторових розрахунків за методом скінченних елементів.

The calculation features of box section trestle are considered. The basic differences of calculation methods, write in valid and repealed rules, are defined. Calculation results of trestle are got by the valid rules and spatial calculations by the finite elements method. Comparison of results is executed.

Ключові слова: естакада, прогонова будова, розрахункова схема.

Наразі в Україні відповідно до Закону України «Про загальнодержавну програму адаптації законодавства України до законодавства Європейського Союзу» від 18.03.2004 р. № 1629-IV триває інтенсивний процес впровадження національних будівельних норм із поступовим приведенням останніх у відповідність з вимогами європейських норм. Зокрема це стосується і норм з проектування мостових споруд. Видана у 2006 р. перша редакція ДБН В.2.3-14:2006 [1] в основному повторювала положення СНиП 2.05.03-84* [2]. Наступні норми почали розроблятися і видаватися окремими главами. Так у 2009 р. на заміну двох глав [2] були видані ДБН В.2.3-22:2009 [3] та ДБН В.1.2-15:2009 [4], вимоги яких суттєво відрізняються від відповідних глав [2], що призвело до збільшення величин тимчасових навантажень, на які потрібно розраховувати мостові споруди. З 01.10.2011 р. в Україні набув чинності ДБН В.2.3-26:2010 [5], який також зазнав значних змін порівняно з попереднім нормативним документом і містить низку положень європейських норм.



В.В. Шалінський
заступник завідувача відділу
мостових та спеціальних споруд
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.,
старший науковий співробітник

Таким чином, впровадження нових нормативних документів у галузі мостобудування призвело до суттєвих відмінностей у розрахунку сталевих мостових конструкцій за [5] порівняно з розрахунками, які виконувались відповідно до [2]. Розглянемо ці особливості на прикладі перевірних розрахунків існуючої естакади над шлюзами (рис. 1), яка входить до складу комплексу споруд мостового переходу через греблю ДніпроГЕС. Зазначимо, що необхідність таких розрахунків була викликана проведенням детального обстеження споруд мостового переходу та уточненням їх несучої здатності за результатами обстеження згідно з вимогами чинних нормативних документів.



Рис. 1. Естакада над шлюзами мостового переходу через греблю ДніпроГЕС

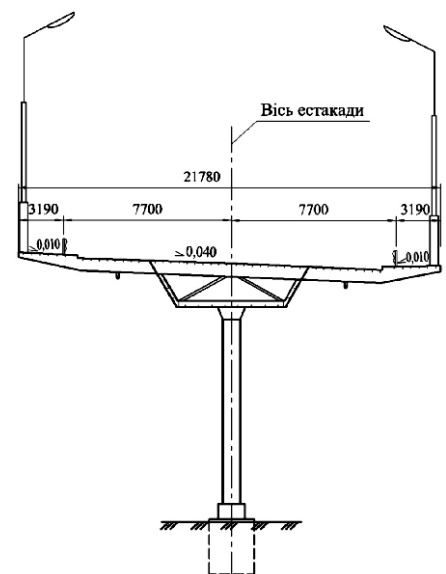


Рис. 2. Поперечний переріз естакади

Естакада являє собою криволінійну в плані, просторово працюючу, нерозрізну шестипрогонову раму за схемою: $2 \cdot 56 + 2 \cdot 64 + 2 \cdot 56 = 352$ м із гнучкими проміжними стійками опор та масивними стоянами. Ригель рами складений криволінійною в плані головною балкою замкненого коробчастого трапецеїдального перерізу та сталеву ортотропну плиту проїжджої частини (рис. 2). Проміжні стійки опор металеві, жорстко закріплені до головної балки та фундаментів. Крайні опори – масивні залізобетонні стояни. Усі горизонтальні зусилля й крутильні моменти, які виникають при ексцентричному розташуванні тимчасового навантаження, а також викликані кривиною споруди в плані, передаються на стояни і сприймаються шарнірно закріпленими кінцями прогонової будови та широко рознесеними опорними частинами. Усі конструкції виконано суцільнозварними. Матеріал конструкцій прогонової будови і стійок проміжних опор – низьколегована сталь марки 09Г2С за ГОСТ 5058-65*.

Усі навантаження на естакаду, за винятком тимчасових рухомих навантажень, визначені згідно з [4]. За рухомі навантаження прийняті автомобільне Н-30 та колісне НК-80 згідно з [7], що відповідає вимогам [3]. При цьому характеристичне навантаження на тротуарах від натовпу прийнято 400 кгс/м^2 .

Розрахунки міцності та стійкості, які виконуються для оцінки граничного стану даної естакади зокрема і мостових конструкцій у цілому, передбачають необхідність оперувати у загальному випадку не напруженнями в окремих місцях споруди, а зусиллями в розрахункових її перерізах. Для цього у розрахунковій схемі прогонова будова та проміжні опори на певному етапі розрахунку повинні задаватися стрижневими скінченними елементами. В той же час, для достовірної оцінки напружено-деформованого стану споруди її конструкції повинні описуватися скінченними елементами типу плити. Виходячи з цього, для визначення дійсних зусиль в елементах та перерізах естакади, а також підсумкового напружено-деформованого стану було розглянуто дві просторові розрахункові схеми естакади: зі стрижневих скінченних елементів (рис. 3) та зі скінченних елементів типу плити (рис. 4).

Результати розрахунків. Обидві розрахункові схеми були реалізовані в програмному комплексі «Structure CAD». Тут слід зазначити,

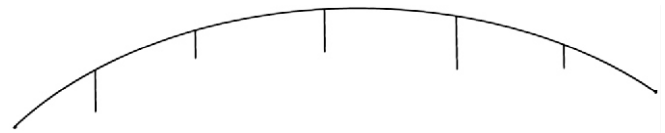


Рис. 3. Розрахункова схема естакади зі стрижневих скінченних елементів

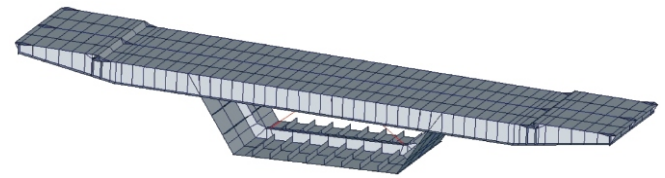


Рис. 4. Фрагмент розрахункової схеми естакади зі скінченних елементів типу плити

що для визначення з достатньою точністю необхідної величини крутильної жорсткості перерізу прогонової будови згідно з рекомендаціями [6] використано її фрагмент завдовжки 62,0 м. При цьому для знаходження крутильної жорсткості один кінець фрагмента прогонової будови естакади був защемлений, а протилежний завантажений одиничним крутильним моментом інтенсивністю 10000 кНм . За допомогою визначеного за результатами розрахунку кута повороту вільного кінця балки знайдено її крутильну жорсткість за формулою [6]

$$GI_T = \frac{180 M_T l}{\alpha}, \quad (1)$$

де M_T – одиничний крутильний момент; l – довжина фрагмента прогонової будови; α – кут повороту вільного кінця фрагмента прогонової будови в градусах.

За результатами розрахунку стрижневої розрахункової схеми знайдені необхідні нормальні зусилля, згинальні та крутильні моменти, поперечні зусилля в розрахункових перерізах прогонової будови і опор естакади. Огинальні епюри згинальних моментів та поперечних сил прогонової будови у вертикальній площині наведено на рис. 5. Аналіз результатів перевірних розрахунків естакади засвідчив, що всі її конструкції відповідають вимогам міцності та стійкості.

Необхідно зазначити, що методика розрахунку прогонової будови згідно з [5] має суттєві відмінності порівняно з методикою, передбаченою [1] та [2]. Зокрема це стосується визначення ефективної ширини плит прогонової будови та припущення можливості утворення пластичного шарніра в балках при їх згині.

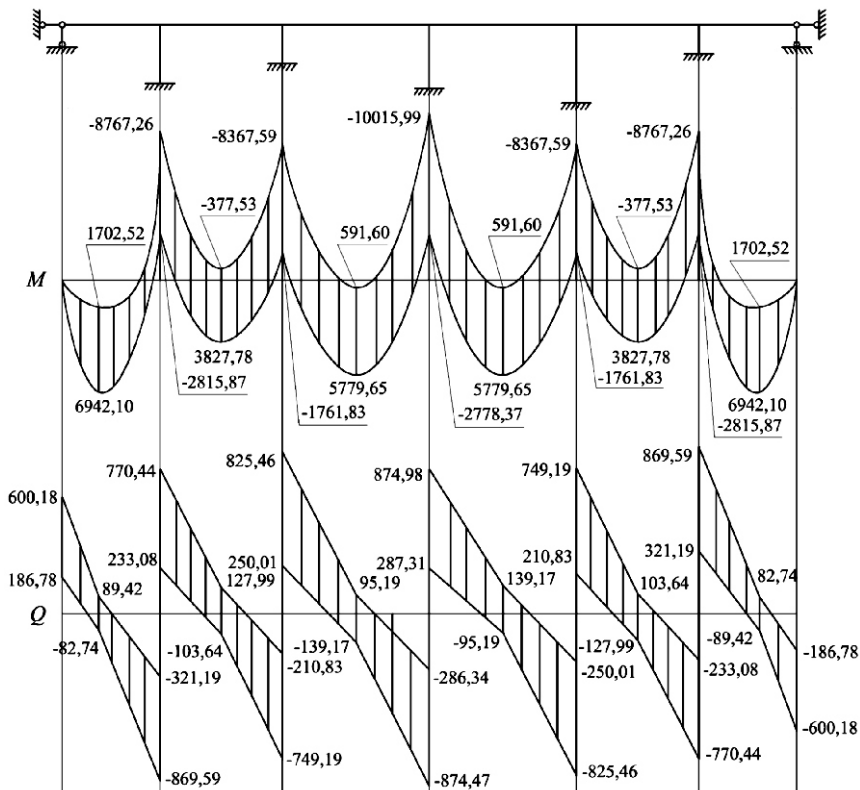


Рис. 5. Оригінальні епюри зусиль прогонової будови естакади у вертикальній площині: M – згинальних моментів, тсм; Q – поперечних сил, тс

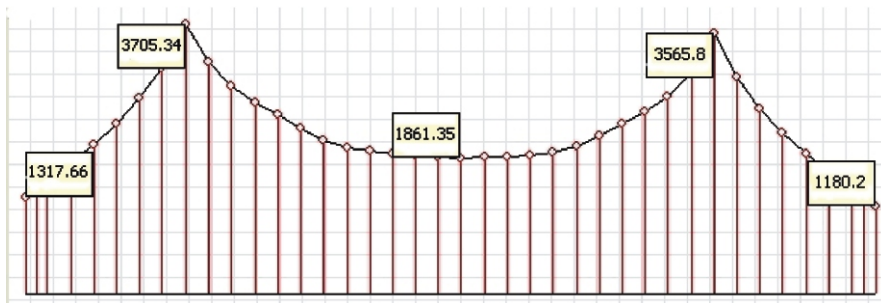


Рис. 6. Розподіл нормальних напружень у верхній плиті прогонової будови естакади під дією навантаження від власної ваги на опорі № 2, тс/м²

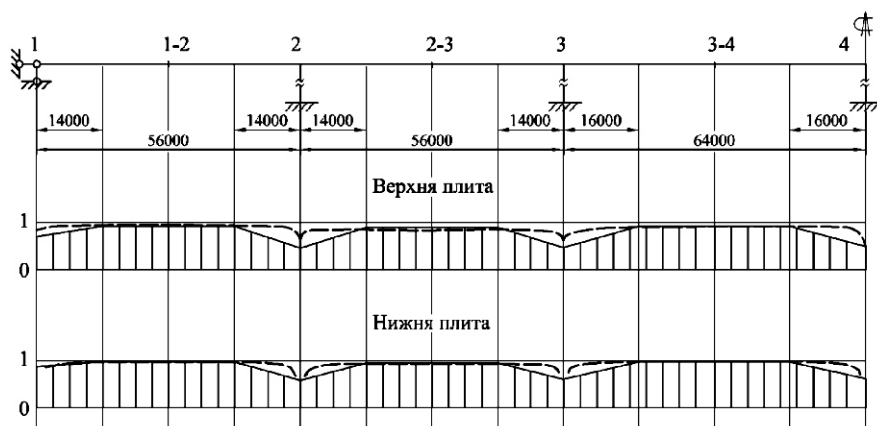


Рис. 7. Графіки зміни коефіцієнтів редукції за довжиною прогонової будови: - - - - просторовий розрахунок; ———— розрахунок за методикою [5]

Як відомо, при згині балок верхні та нижні широкі плити (пояси) моста включаються у роботу разом із стінками тільки за рахунок передачі дотичних напружень зі стінок на плити. Тому інтенсивність нормальних напружень поблизу стінок, як правило, більша ніж на периферії. Як приклад на рис. 6 наведено нерівномірність розподілу напружень у верхній плиті прогонової будови естакади під дією навантаження від власної ваги на опорі № 2. Екстремальні величини нормальних напружень у верхній плиті прогонової будови на приведеній епюрі відповідають місцям примикання плити до стінок коробки. З віддаленням від зазначених місць величини напружень поступово зменшуються. Оцінити зазначену нерівномірність введеними у дію нормами [5] передбачається на основі розрахунку пружних просторових схем зі скінчених елементів типу плити або шляхом використання методики, викладеної у додатку Д [5]. У результаті розрахунків визначається ефективна ширина плит, яка менша номінальної. Відношення ефективної ширини до номінальної складає коефіцієнт редукції. При розрахунках естакади над шлюзами для оцінки ефективної ширини плит коефіцієнти редукції були отримані як за результатами просторових розрахунків, так і за методикою [5]. На рис. 7 наведені криві зміни коефіцієнтів редукції за довжиною прогонової будови естакади для верхньої плити між стінками коробки та нижньої плити. Числові значення коефіцієнтів редукції у характерних точках естакади (на опорах та в середині прогонів) наведені у таблиці, з якої випливає, що значення коефіцієнтів редукції, отриманих за методикою [5], за винятком прогону 2-3,

Характерна точка	Коефіцієнти редукції					
	Половина верхньої плити між стінками коробки			Половина нижньої плити		
	Методика [5]	Просторовий розрахунок		Методика [5]	Просторовий розрахунок	
внутрішня стінка балки		зовнішня стінка балки	внутрішня стінка балки		зовнішня стінка балки	
1	0,694	0,893	0,843	0,874	0,860	0,861
1-2	0,916	0,952	0,923	0,968	0,971	0,928
2	0,444	0,633	0,633	0,583	0,681	0,683
2-3	0,888	0,826	0,832	0,954	0,939	0,907
3	0,463	0,629	0,629	0,601	0,874	0,840
3-4	0,909	0,919	0,907	0,965	0,982	0,951
4	0,480	0,669	0,666	0,614	0,706	0,678

у всіх розрахункових перерізах значно менші ніж отримані за результатами просторового розрахунку. Таким чином, методика [5], як правило, дає занижені значення ефективної ширини плит головних балок, і розрахунки конструкцій з її застосуванням виконуються в «запас». Крім цього, слід зазначити, що у випадку криволінійних естакад коефіцієнти редукції для плит зовнішньої та внутрішньої стінок головної балки часто-густо відрізняються – для плит внутрішньої стінки головної балки вони, як правило, більші. Однак останнє можна виявити лише за результатами просторового розрахунку, так як методика [5] не розрізняє ефективну ширину поясів балок у залежності від кривини споруди.

Іншою особливістю розрахунку конструкцій згідно з [5], на яку слід звернути особливу увагу, є можливість утворення в балці пластичного шарніра за всією її висотою на відміну від розрахунку згідно з [1] та [2], які допускали лише обмежені пластичні деформації. Проте утворення пластичного шарніра в балці згідно з [5] обумовлюється наступними умовами: забезпечення стійкості полиць і стінок перерізу та забезпечення достатньої обертової здатності перерізу балки. Крім цього, при одночасній дії у перерізі згинального моменту та поперечної

сили величина пластичного згинального моменту повинна бути зменшена в залежності від величини поперечної сили.

Висновок. Підсумовуючи вищевикладене, можна дійти наступних висновків:

- введення в дію нових будівельних норм із проектування сталевих конструкцій мостів та труб є черговим кроком у наближенні вітчизняної нормативної бази до європейських будівельних норм;
- для якісної оцінки характеру роботи мостових конструкцій на різних етапах їх аналізу необхідно виконувати просторові розрахунки як стрижневих розрахункових схем, так і схем зі скінченних елементів типу плити усієї споруди та її окремих фрагментів;
- для визначення геометричних характеристик розрахункових перерізів прогонових будов доцільно користуватися результатами розрахунків пружних просторових схем із скінченних елементів типу плити, оскільки застосування наближеної методики, запропонованої чинними нормами, призводить, як правило, до занижених величин геометричних характеристик перерізів, а також не враховує вплив на зміну їх величини, пов'язаний з особливостями геометричної форми мостової споруди.

- [1] ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування. – 2006. – 359 с.
- [2] СНиП 2.05.03-84* Мости и трубы. – 1996. – 214 с.
- [3] ДБН В.2.3-22:2009 Мости і труби. Основні вимоги проектування. – 2009. – 73 с.
- [4] ДБН В.1.2-15:2009 Мости та труби. Навантаження і впливи. – 2009. – 83 с.
- [5] ДБН В.2.3-26:2010 Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. – 2011. – 195 с.

- [6] Корнеев М.М. Стальные мосты: Теоретическое и практическое пособие по проектированию мостов. В двух томах. К.: Изд-во «Академпрес», 2010. – Т. 1 – 532 с.; – Т. 2 – 488 с.
- [7] СН 200-62 «Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб», 1962. – 328 с.

Надійшла 13.03.2013 р.

УДК 539.3

ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАИМЕНЕЕ ЭНЕРГОЗАТРАТНЫХ РЕЖИМОВ БУРЕНИЯ СВЕРХГЛУБОКИХ КРИВОЛИНЕЙНЫХ СКВАЖИН

Поставлена проблема компьютерного моделирования механического поведения конструкций бурильных колонн в глубоких наклонно направленных скважинах и прогнозирования возможного возникновения нештатных ситуаций в режимах бурения и выполнения спуско-подъемных операций.

Создано математическое обеспечение для анализа этих процессов. На этапах проектирования протяженной криволинейной скважины со сложной трехмерной геометрией и технологических режимов ее проходки разработанное математическое обеспечение позволяет строить её траекторию, обеспечивающую наименьшие значения сил сопротивления перемещению бурильной колонны и подбирать наименее энергоемкие и безопасные режимы бурения.

The problem about computer simulation of mechanical behavior of drill strings in deep curvilinear bore-holes and prognosis of possible appearance of emergency situations in the regimes of drilling and performing lowering-raising operations are stated.

The software for the analysis of these processes is created. In the stages of the curvilinear bore-holes design and elaboration of their drivage regimes, the established software allows to construct its trajectory ensuring the lowest values of the resistance forces and to select the least energy consuming and safe regimes of drilling.

Ключевые слова: бурильная колонна, криволинейная скважина, геометрические несовершенства, упругое деформирование, прихват, спуско-подъемные операции.

Одной из важнейших технологических компонент добычи углеводородных топлив является бурение глубоких вертикальных и наклонно направленных скважин. Зачастую их проходка сопровождается нештатными и аварийными ситуациями, среди которых можно выделить:

- изгибную потерю устойчивости бурильной колонны под действием сил тяжести, крутящего момента, сил инерции вращательного движения и др. [1, 7, 8];
- самовозбуждение крутильных автоколебаний долота, сопровождающихся чередованием его быстрых и медленных движений [2, 4, 6, 9];
- возбуждение колебаний кружения (whirling) долота, связанных с нестабильностью всей системы и переходом долота от состояния чистого верчения к его перекачиванию по дну скважины [5];
- запираение и прихватывание бурильной колонны в криволинейной скважине в зонах повышенных значений сил трения и сил контактного взаимодействия бурильной колонны со стенкой скважины [3, 10].

Значительные технологические трудности, возникающие при проходке криволинейных скважин, обусловлены постоянной изменчивостью баланса сил гравитации, сил сопротивления (сил трения), сил инерции и сил упругости, действующих на долото и бурильную колонну (БК), а также моментов этих сил. Кроме того изменяется ориентация осей, определяющих направления физических характеристик породы, разрушаемой при бурении. Поэтому при буре-



В.И. Гуляев

заведующий кафедрой высшей математики Национального транспортного университета, д.т.н., профессор



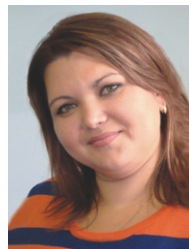
В.В. Гайдайчук

заведующий кафедрой теоретической механики Киевского национального университета строительства и архитектуры, д.т.н., профессор



Е.Н. Андрусенко

ассистент кафедры высшей математики Национального транспортного университета



Н.В. Шлюнь

аспирант кафедры высшей математики Национального транспортного университета

нии криволинейных скважин все еще часто случаются нештатные ситуации и аварии. Все это делает проблему компьютерного моделирования процессов движения и упругого деформирования бурильных колонн в каналах криволинейных скважин весьма актуальной.

На ранних этапах разработки технологий бурения криволинейных скважин рассматривались, как правило, скважины простейших геометрических очертаний с малыми искривлениями их осевых линий. В таких скважинах изгибные деформации колонн, как правило, невелики и ими можно было пренебречь. В этих случаях бурильная колонна моделировалась нерастяжимой нитью, а осевая линия скважины условно разбивалась на ряд прямолинейных или круговых участков или сегментов цепных линий. С использованием такого подхода был рассмотрен ряд задач о выполнении спуско-подъемных операций для криволинейных скважин и создано специальное математическое обеспечение.

С развитием технологий бурения криволинейных скважин они стали приобретать более сложную геометрию, их глубины увеличивались, а горизонтальные удаления от бурильной установки превысили 12 км. Естественно, что процесс бурения таких скважин, связанные с ним энергозатраты и сопровождающие его нештатные ситуации стали намного чувствительнее к ошибкам, допущенным при проектировании скважины, а также к геометрическим несовершенствам ее осевой линии, неизбежным при их проходке. При этом особую опасность представляют коротковолновые геометрические несовершенства с малыми радиусами кривизны, поскольку приводят к увеличению внутренних изгибающих моментов в бурильной колонне, вызывающих возрастание сил контактного и фрикционного взаимодействия между колонной и стенками скважины.

В данной работе описана методика компьютерного моделирования технологических приемов, минимизирующих энергозатраты при перемещении БК в канале скважины с геометрическими несовершенствами. Она может быть использована на этапах проектирования геометрии скважины и определения требований к ее точности, на этапах проектирования режимов проходки скважины и их осуществления, а также при выполнении операции освобождения БК от прихвата.

Математическая модель процесса протягивания бурильной колонны в канале криволинейной скважины. Количественные возрастания глубин и длин наклонно направленных скважин, а также искривленности их осевых линий приводят к необходимости качественного

изменения технологических приемов их проходки. Может оказаться, что в результате допущенных при бурении геометрических искажений скважины силы сопротивления перемещению в ней бурильной колонны настолько увеличиваются, что режимы бурения и выполнения спуско-подъемных операций становятся весьма энергозатратными или невозможными.

С целью моделирования механических явлений, сопутствующих процессу бурения, и выбора их наиболее благоприятных характеристик используем математическую модель, основанную на теории гибких криволинейных стержней [3]. Примем, что БК перемещается с осевой скоростью \dot{w} и вращается с угловой скоростью в канале скважины, осевая линия T которой известна. В неподвижной декартовой системе координат $Oxyz$ она задается в параметрической форме

$$(s), \quad (1)$$

где $r(s)$ – дифференцируемая вектор-функция $r = x i + y j + z k$, описывающая осевую линию скважины; i, j, k – орты системы координат $Oxyz$; s – параметр, измеряемый длиной осевой линии от начальной точки до рассматриваемой.

Считаем, что осевые линии БК и скважины совпадают. Тогда с помощью равенства (1) можно определить все геометрические характеристики изогнутой БК и подсчитать ее изгибное напряженное состояние.

Свяжем с линией T подвижный трехгранник Френе. Его единичные векторы τ, n, b подсчитываются так [3]:

$$\tau = \frac{dr}{ds}, \quad n = R \tau, \quad b = n \times \tau. \quad (2)$$

Здесь штрихом обозначено дифференцирование по s ; R – радиус кривизны, определяющий кривизну k_R осевой линии и ее кручение k_T [3].

Введём подвижную правостороннюю систему осей (u, v, w) , ориентация которой связана с рассматриваемым поперечным сечением колонны в его центральной точке. Проанализируем равновесие внутреннего упругого момента $M(s)$ и упругой силы $F(s)$, а также внешней распределённой силы $f(s)$ и распределённого момента $m(s)$, приложенных к элементу колонны. С использованием системы осей (u, v, w) уравнения равновесия сил и моментов можно придать форму

$$\frac{dF}{ds} + F = f, \quad \frac{dM}{ds} + M = F + m. \quad (3)$$

Здесь $\tilde{d}\dots/ds$ обозначает операцию локального дифференцирования; \vec{a} – вектор Дарбу, который определяется как вектор угловой скорости подвижного трёхгранника Френе при движении его начала с единичной линейной скоростью вдоль осевой линии бурильной колонны и подсчитывается по формуле

$$k_R b \vec{k}_T \quad (4)$$

Рассмотрим вначале случай, когда при протягивании БК в канале скважины можно пренебречь силами инерции и считать, что внешние распределенные силы $f(s)$ и моменты $m(s)$ можно представить в форме

$$f = f^{gr} + f^c + f^{fr}, \quad m = m^{fr} + m^{fr}, \quad (5)$$

где $f^{gr}(s) = f_n^{gr}(s)n + f_b^{gr}(s)b + f^{gr}(s)$ – вектор сил тяжести; $f^c(s) = f_n^c(s)n + f_b^c(s)b$ – вектор распределённой силы контактного взаимодействия; $f^{fr}(s) = f^{fr}(s)$ – вектор силы фрикционного взаимодействия между поверхностями бурильной колонны и стенки скважины; $m^{fr}(s) = m^{fr}(s)$ – распределённый крутящий момент сил трения.

Используя соотношения (4), (5), представим уравнения (3) в скалярной форме

$$\begin{aligned} \frac{dF_n}{ds} &= k_R F + k_T F_b + f_n^{gr} + f_n^c; \\ \frac{dF_b}{ds} &= k_T F_n + f_b^{gr} + f_b^c; \\ \frac{dF}{ds} &= k_R F_n + f^{gr} + f^{fr}; \\ 0 &= k_R M + A k_R k_T F_b; \\ \frac{dk_R}{ds} &= \frac{1}{A} F_n; \\ \frac{dM}{ds} &= m^{fr}. \end{aligned} \quad (6)$$

Здесь F_n, F_b, F, M – чисто статические факторы, определяемые, как показано ниже, из уравнений равновесия; изгибающий момент M_b подсчитывается из уравнения теории упругости.

Используемые в (6) проекции вектора сил тяжести подсчитываются так:

$$\begin{aligned} f_n^{gr} &= ag(\tau_1) n_z, \quad f_b^{gr} = ag(\tau_1) b_z; \\ f^{gr} &= ag(\tau_1) z. \end{aligned}$$

Здесь a – площадь поперечного сечения трубы; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$; τ_1, τ_2 – плотности материала трубы и промывающей жидкости соответственно.

Примем, что БК протягивается в канале скважины со скоростью \dot{w} и одновременно прокручивается с угловой скоростью $\dot{\varphi}$. Тогда между поверхностями БК и скважины реализуется условие трения Кулона. В этом случае модуль полной распределённой силы трения подсчитывается так:

$$|f^{fr}| = |f^c| \sqrt{(f_n^c)^2 + (f_b^c)^2}, \quad (8)$$

где μ – коэффициент трения скольжения.

Разложим эту силу на компоненты в осевом и окружном направлениях

$$\begin{aligned} f^{fr} &= f^c \frac{\dot{w}}{\sqrt{\dot{w}^2 + r^2 \dot{\varphi}^2}}; \\ f^{fr} &= f^c \frac{r}{\sqrt{\dot{w}^2 + r^2 \dot{\varphi}^2}}, \end{aligned} \quad (9)$$

где r – наружный радиус трубы.

Сила f^{fr} препятствует движению БК в осевом направлении, в то время как действие силы f^{fr} приводит к возникновению распределённого крутящего момента m^{fr} [3].

Таким образом, как вытекает из уравнений (6)–(9), напряженно-деформированное состояние БК при ее осевом движении со скоростью \dot{w} и одновременном вращении со скоростью описывается двумя уравнениями

$$\begin{aligned} \frac{dF}{ds} &= k_R F_n + f^{gr} + f^{fr}; \\ \frac{dM}{ds} &= m^{fr}, \end{aligned} \quad (10)$$

в которых функции k_R и f^{gr} являются известными, а функции f^{fr}, m^{fr} и F_n – искомыми.

Интегрирование системы уравнений (10) при заданных начальных условиях

$$F(0) = F^0, \quad M(0) = M^0 \quad (11)$$

позволяет построить функции $F(s), M(s)$ ($0 \leq s \leq S_i$) и определить значения осевой силы $F(S_i)$ и крутящего момента $M(S_i)$, которые нужно приложить в точке $s = S_i$ подвеса БК, чтобы осуществить заданный технологический режим при известной в данный момент времени t_i длине S_i БК и заданном отношении скоростей осевого (\dot{w}) и окружного ($r \dot{\varphi}$) движений. При этом, как показали теоретические исследования для скважин с различными геометрическими несовершенствами [8, 10], значение параметра оказывает существенное влияние на эффективность технологических операций бурения. Так,

увеличение параметра приводит к увеличению $F(S_i)$ и уменьшению $M(S_i)$ и, наоборот, уменьшая r , можно уменьшать $F(S_i)$ и увеличивать $M(S_i)$.

Отмеченная возможность изменения величин $F(S_i)$, $M(S_i)$ и управления технологическим процессом на каждом его этапе за счет варьирования параметра позволяет не только прогнозировать и избегать нештатных ситуаций, но также подбирать наименее энергоёмкие режимы процессов бурения. Действительно, пусть в процессе выполнения технологической операции достигнута длина скважины S_i . Считается, что средствами каротажного зондирования установлена реальная геометрия и допущенные на этой длине несовершенства. Работу dW по выполнению технологической операции на элементарном отрезке ds можно представить в виде

$$dW = F(S)ds + M(S)dr. \quad (12)$$

Поскольку

$$\frac{r}{\dot{w}} = \frac{rd}{ds}$$

можно заменить d $\frac{ds}{r}$ и представить (12) в

виде

$$dW_i = [F(S) + M(S)/r]ds. \quad (13)$$

Решая систему (10) с учетом реальной длины S_i и имеющих на этом этапе геометрических несовершенств при разных r , подберем такое его значение r_i , при котором dW_i для данного режима при данной длине S_i имеет минимум. В этом случае величина r_i выбирается исходя из технических данных и возможностей приводного устройства бурильной установки.

Найденные значения r_i , $F(S_i)$, $M(S_i)$ используются для проходки скважины на ее отрезке $S_i - S_{i-1} - S_i$, после чего по описанной методике вычисляются значения r_{i+1} , $F(S_{i+1})$, $M(S_{i+1})$ и описанная процедура повторяется на отрезке $S_{i+1} - S_i$. Отметим, что если выполняется операция подъема БК, то $r_i = 0$ и S_i дискретно изменяется от $S_i = S$ до $S_N = S/N$, где N число отрезков, на которые условно разбивается осевая линия скважины. При спуске БК $r_i = 0$ и S_i изменяется от $S_1 = S/N$ до $S_N = S$.

Предложенный подход может быть использован как на этапе проектирования скважины, так и при ее проходке. В первом случае гипотетические параметры траектории скважины и ее несовершенств могут варьироваться в широких

пределах исходя из технологических возможностей их реализации. Во втором случае задаются реальные значения этих параметров, найденные в результате проведения работ каротажного зондирования.

Геометрическое представление осевой линии скважины с локализованными спиральными несовершенствами. Пусть в проектном состоянии траектория скважины представляет собой часть идеальной гиперболической кривой (рис. 1).

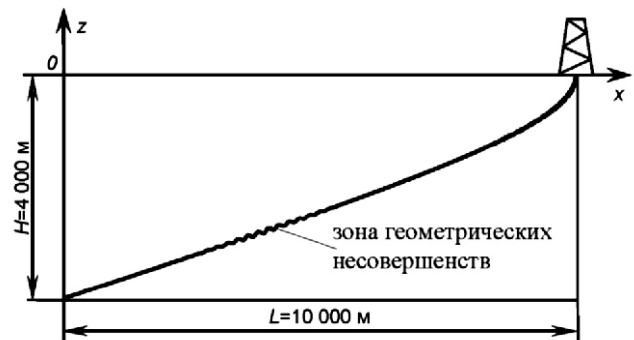


Рис. 1. Геометрическая схема наклонно направленной скважины с геометрическими несовершенствами

Её уравнения имеют вид

$$x = \frac{L(1 - \epsilon)}{1 - \cos \epsilon} \cos \epsilon, \quad y = \frac{L(1 - \epsilon)}{1 - \cos \epsilon} \sin \epsilon, \quad z = \frac{H}{1 - \cos \epsilon} \sin \epsilon. \quad (14)$$

Здесь H – глубина скважины; L – удаление по горизонтали нижнего конца скважины от бурильной установки; ϵ – эксцентриситет; ϵ – безразмерный параметр, связанный с координатой s равенством

$$ds = Dd\epsilon, \quad (15)$$

где D – метрический множитель, подсчитываемый по формуле

$$D = \sqrt{(dx/d\epsilon)^2 + (dy/d\epsilon)^2 + (dz/d\epsilon)^2}. \quad (16)$$

Однако, поскольку в реальных условиях невозможно обеспечить заданное очертание осевой линии скважины, как правило, в её геометрию вносятся некоторые искажения. Наиболее часто возникшие таким образом геометрические несовершенства имеют вид локализованных трёхмерных спиралей (рис. 2, а), локализованных плоских гармоник (рис. 2, б) или сглаженных изломов (рис. 2, в). Для примера выберем наиболее сложный вид несовершенства, имеющего форму локализованной спирали.

Её шаг $2/k$ определяется волновым числом k , принятым постоянным, а радиус $h(s)$ имеет максимальное значение h_c в точке $s = s_c$ и убывает согласно соотношению

$$h(s) = h_c e^{-2 \frac{s - s_c}{S}} \quad (17)$$

Здесь β – коэффициент, определяющий представительный диапазон изменения $h(s)$.

В этом случае уравнения искажённой осевой линии скважины могут быть представлены в форме

$$\begin{aligned} x &= \frac{L(1 - \cos ks)}{1 + \cos ks} \cos ks, \\ y &= h(s) \sin(ks), \\ z &= \frac{H}{1 + \cos ks} \sin ks \\ &= h(s) \cos(ks) \frac{L(1 - \cos ks)}{\sqrt{L^2(1 - \cos ks)^2 \sin^2 ks + H^2(\cos ks)^2}}, \end{aligned} \quad (18)$$

С помощью этих соотношений можно определить геометрические величины (2), (16), используемые в разрешающих уравнениях (10) вместе с равенствами (7)–(9). В общем случае моделируемые несовершенства могут быть локализованы в нескольких местах $s = s_c$ оси скважины и иметь различные параметры h_c и β . Для такой геометрии их следует моделировать путём суперпозиции различных спиралей на проектируемой траектории.

Энергосберегающий режим подъёма буровой колонны в скважине со спиральными несовершенствами. На основе разработанного подхода рассмотрена задача о проектировании энергосберегающего режима подъёма буровой колонны в скважине с локализованными спиральными несовершенствами.

При проектировании геометрии скважины и технологии её проходки необходимо принимать во внимание некоторое число определяющих факторов, включающих горизонтальное удаление нижнего конца колонны от буровой установки (превышающее 12 км), глубину (до 4 км), очертание осевой линии (в нашем случае гипербола) и возможное наличие геометрических несовершенств. Ниже рассмотрен случай, когда траектория гиперболы (14) задана в облас-

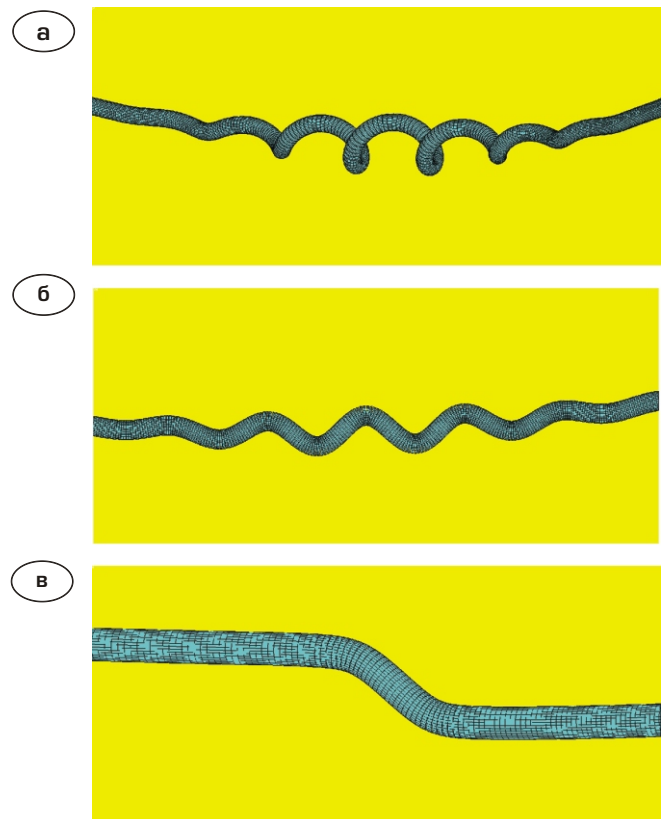


Рис. 2. Схемы геометрических несовершенств скважины: а – спиральный взвлет; б – гармонический взвлет; в – сглаженные изломы

ти $3/2$ 2 и определена значениями $H = 4000$ м, $L = 10000$ м, $\beta = 3$. Несовершенства (18) с амплитудой $h_c = 2$ м и шагом 109 м наложены на её траекторию. Их центр локализован в точке $S_c = 3S/8$. Здесь S – длина осевой линии скважины, посчитываемая по формуле

$$S = \frac{2}{3/2} D(\beta) d = 10942,7 \text{ м.}$$

Отметим, что принятые несовершенства визуально неразличимы в масштабе, принятом для рис. 1, и для наглядности представлены на нём в увеличенном виде.

При выполнении расчётов были использованы следующие значения определяющих факторов: $r = 0,08415$ м, толщина трубы колонны $0,01$ м, $E = 2,1 \cdot 10^{11}$ Па, $G = 0,8077 \cdot 10^{11}$ Па, $\rho_t = 7850$ кг/м³, $\rho_l = 1500$ кг/м³, $\beta = 0,2$. Полная осевая сила, действующая на трубу буровой колонны, помещённую в вертикальную прямолинейную скважину, заполненную промывочной жидкостью, составляет $P = \rho g (\rho_t - \rho_l) S = 3389972$ Н.

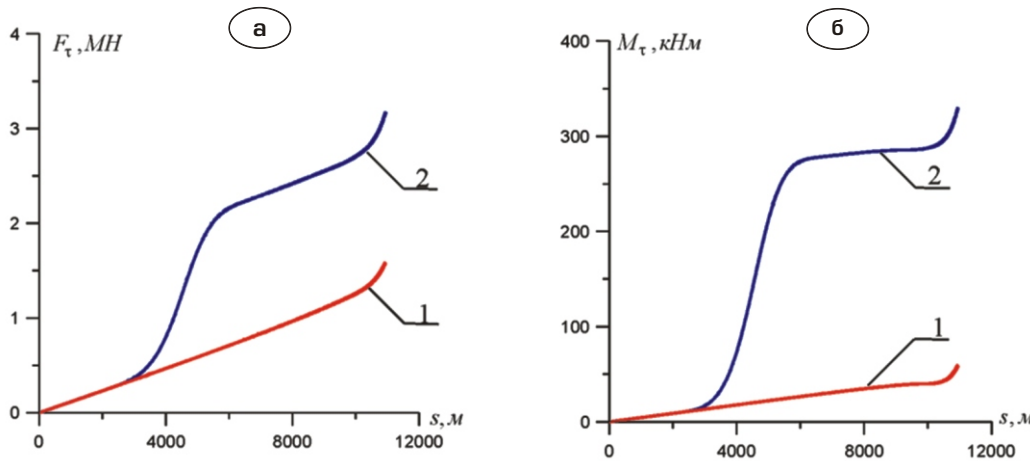


Рис. 3. Функции распределения продольной силы F (а) и крутящего момента M (б) вдоль осевой линии буровой колонны (кривые 1 – для скважины с идеальной геометрией, кривые 2 – для скважины с геометрическими несовершенствами)

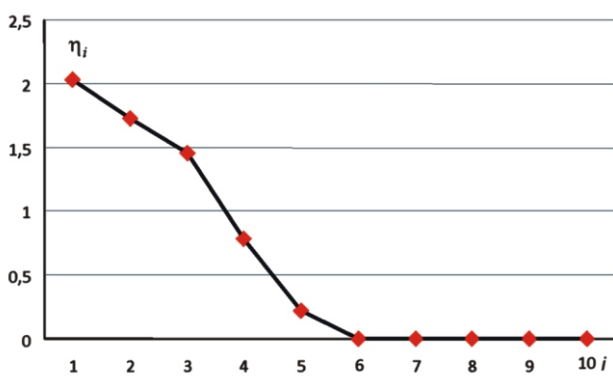


Рис. 4. График изменения параметра η_i , минимизирующего энергозатраты при выполнении операции подъема буровой колонны

На рис. 3 показаны функции распределения осевой силы $F(s)$ и крутящего момента $M(s)$ при отсутствии (кривые 1) и наличии (кривые 2) несовершенств при $\eta = 1$. Можно видеть, что в зонах искажения осевой линии эти силовые факторы резко возрастают и продолжают увеличивать свои значения вплоть до верхней точки $s = S$.

Для решения задачи минимизации энергозатрат при подъеме буровой колонны вся её длина S условно разбивается на N отрезков S_i . Принято, что по мере подъема колонны её длина S_i уменьшается на величину ΔS_i . На этой длине для заданной геометрии решается задача для уравнений (10) при различных соотношениях

r/\dot{w} между скоростями окружного (r) и осевого (\dot{w}) движений и выбирается такое значение η_i , при котором работа

$$dW_i = F(S)ds + M(S)d\varphi,$$

затрачиваемая на подъем колонны на этом этапе, была минимальна.

На рис. 4 приведен график изменения величины η_i , построенный для случая разбиения длины S на десять участков оптимизации. Из него вытекает, что при полной длине колонны наименьшее сопротивление перемещению колонны и наименьшие энергозатраты обеспечиваются при $\eta_i = 1$. Однако по мере подъема колонны необходимость во вращении колонны уменьшается и когда участок с несовершенствами пройден, эта её необходимость отпадает совсем, поскольку тогда $\eta_i = 0$.

Необходимо подчеркнуть, что предлагаемое математическое обеспечение позволяет принимать во внимание и дополнительные динамические эффекты. Оно может быть использовано на этапах проектирования скважины для моделирования влияния на процесс бурения допущенных геометрических несовершенств и разработки требований по точности проходки скважины, а также на этапах проходки скважины для оценки влияния реальных несовершенств, установленных путём каротажных измерений, на возможность возникновения аварийных ситуаций и прихватов. Данное математическое обеспечение может быть использовано для компьютерного сопровождения процедур освобождения колонны от прихватов.

Выводы.

Предложена методика геометрического представления локализованных геометрических несовершенств. Результаты компьютерного моделирования технологических операций проходки глубоких криволинейных скважин свидетельствуют, что функции контактных и трictionных сил, порождённых взаимодействием буровой колонны со стенкой скважины, рез-

ко возрастают в зонах искажения её осевой линии и могут быть причиной возникновения нештатных и аварийных ситуаций.

Показано, что силы сопротивления движению буровой колонны в скважине могут регулироваться путём совмещения её осевых и вращательных движений. Предложен метод минимизации энергозатрат при выполнении технологических операций бурения путём выбора

расчётных значений отношения между скоростями этих движений.

Предложенный подход может быть использован для выбора рациональных технологических режимов бурения на этапах проектирования скважин и процессов бурения при компьютерном мониторинге спуско-подъёмных операций, бурения и освобождения колонн от прихватов.

- [1] Gulyayev V.I., Gaidaichuk V.V., Solovjov I.L., Gorbunovich I.V. The buckling of elongated rotating drill strings // Journal of Petroleum Science and Engineering. – 2009. – V. 67. – P. 140–148. (USA)
- [2] Gulyayev V.I., Borshch O.I. Free vibrations of drill strings in hyper deep vertical bore-wells // Journal of Petroleum Science and Engineering. – 2011. – V. 78. – P. 759–764. (USA)
- [3] Gulyayev V.I., Hudoly S.N., Glovach L.V. The computer simulation of drill column dragging in inclined bore-holes with geometrical imperfections // International Journal of Solids and Structures. – 2011. – V. 48. – P. 110–118. (USA)
- [4] Gulyayev V.I., Hudoliy S.N., Glushakova O.V. Simulation of torsion relaxation auto-oscillations of drill string bit with viscous and coulombic friction moment models // Journal of Multi-body Dynamics. – 2011. – V. 225. – P. 139–152. (England)
- [5] Gulyayev V.I., Shevchuk L.V. Nonholonomic dynamics of drill string bit whirling in a deep bore-hole // Journal of Multi-body Dynamics. – 2013. – Accepted for publication. (England)
- [6] Гуляев В.И., Глушакова О.В., Худолий С.Н. Квантованные аттракторы в волновых моделях торсионных колебаний колонн глубокого бурения // Изв. РАН. МТТ. – 2010. – № 2. – С. 134–147.
- [7] Андрусенко Е.Н., Гуляев В.И., Худолий С.Н. Изгиб буровой колонны в криволинейной скважине с несовершенствами осевой линии // Прикладная математика и механика. – 2012. – № 3. – С. 459–468.
- [8] Gulyayev V.I., Khudoliy S.N., Andrusenko E.N. Sensitivity of resistance forces to localized geometrical imperfections in movement of drill strings in inclined bore-holes // Interaction and Multiscale Mechanics. – 2011. – V.4. – No.1. – P.1–16. (Taiwan)
- [9] Gulyayev V.I., Glushakova O.V. Large-scale and small-scale self-excited torsional vibrations of homogeneous and sectional drill strings // Interaction and Multiscale Mechanics. – 2011. – V. 4. – No.4. – P.291–311. (Taiwan)
- [10] Gulajew W.J., Chudek M., Kugiel M., Lugowoj P.Z., Krawiec W.G., Solowiew G., Andruszenko E.N. Analiza numeryczna efektow w zakleszczaniu kolumn wiertniczych w otworach krzywoliniowych z geometrycznymi defektami // Przegląd Geomiczy. – 2010. – V. 66, – № 12. – P. 18–25. (Poland)
- [11] Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Худолий С.Н., Борщ Е.И. Напряженно-деформированное состояние конструкций навеса НСК «Олимпийский» при локализованном тепловом воздействии // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2011. – № 4. – С. 6–12.

Надійшла 05.09.2013 р.

Книжковий огляд

ИСПЫТАНИЯ И МОНИТОРИНГ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ Шульман З.А., Шульман И.З.

В книге обобщен многолетний опыт экспериментальных исследований и испытаний строительных металлоконструкций широкой номенклатуры, уникальных по конструктивным решениям и специальных по назначению зданий и сооружений.

На конкретных примерах натуральных и модельных исследовательских экспериментальных работ и испытаний, выполненных в разные годы, описаны специально разработанные методы и средства измерений, приведены основные результаты и сформулированы выводы, представляющие интерес для инженеров-строителей, занимающихся изучением и оценкой действительной работы проектируемых и эксплуатируемых крупных инженерных сооружений.

Особое внимание в книге уделено исследованию наиболее важных характеристик сооружений – динамических параметров работы конструкций в условиях реальных природных воздействий и технологических нагрузок, предложен системный подход к оснащению крупных строительных объектов системами мониторинга.

Книга может быть полезна научным и инженерно-техническим работникам строительной отрасли, занимающимся исследованием, проектированием и эксплуатацией инженерных сооружений.

Контактный телефон: 38-056-790-03-62; 38-067-565-62-28. E-mail: promstal.dir@gmail.com



Шульман З.А., Шульман И.З.
Испытания и мониторинг инженерных сооружений. – Д.: «ЛИРА», 2013. – 53 с., рис. 174, табл. 47.

УДК 624.012.045

РЕАЛИЗАЦИЯ МЕТОДА ФИЗИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПРИМЕНительно К РАСЧЕТУ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Предложен расчетный аппарат железобетона применительно к расчету реконструируемых зданий в виде физических моделей сопротивления, позволяющий оценивать прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности, многоуровневые процессы трещинообразования при несовместимых деформациях бетона и арматуры и нарушения сплошности материала.

The calculation model of the reinforced concrete is offered applied to the calculation of reconstructed buildings as physical models of resistance, allowing to estimate durability, inflexibility and cracks resistance of reinforced concrete constructions taking into account physical and geo-metrical non-linearity, multilevel processes of origin cracks at incompatible deformations of concrete and armature and violation discontinuity of material.

Ключевые слова: железобетонные составные конструкции, физические модели сопротивления, механика разрушения, механика железобетона.

Реконструкция зданий и сооружений, в первую очередь из железобетона, стала неотложной потребностью современного строительства. При этом железобетонные конструкции, требующие усиления при реконструкции, составляют существенную часть общего объема конструкций. Между тем, методика расчета таких конструкций практически не разработана и расчеты выполняются путем приведения к сплошному сечению, что не дает возможности учитывать перераспределение внутренних усилий между разными бетонами.

Построение расчетного аппарата ведется путем разработки физических моделей сопротивления (рис. 1). В качестве альтернативного может использоваться понятие «расчетная схема, плюс исходные предпосылки и определяющие уравнения». Концентрация расчетных предпосылок в физической модели сопротивления (КРМС) позволяет более гибко использовать достижения и гипотезы в области смежных дисциплин механики твердого деформируемого тела (в т.ч. активно развивающейся в последние годы механики разрушения) на основе их синтеза. Термин ФМС в какой-то мере определяет цель и задачи исследования, которые и заключаются в экспериментально-теоретической разработке расчетного аппарата железобетона применительно к усиленным железобетонным конструкциям зданий и сооружений аэропортов, наиболее полно отражающего его действительное напряженно-деформированное состояние при несовместных деформациях бетона и арматуры и нарушении сплошности бетона.

Анализ стержневой системы, с учетом отмеченного, показывает, что для ее расчета необходимо выделить три физические модели



И.А. Яковенко
доцент кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета, к.т.н.

(см. рис. 1) сопротивления [1]: применительно к составным железобетонным конструкциям ФМС находятся в стадии разработки. В первом приближении их расчет может быть выполнен при приведении разных бетонов к одному. При этом ФМС 1 описывает напряженно-деформированное состояние элементов железобетонных конструкций, в которых образуются толь-

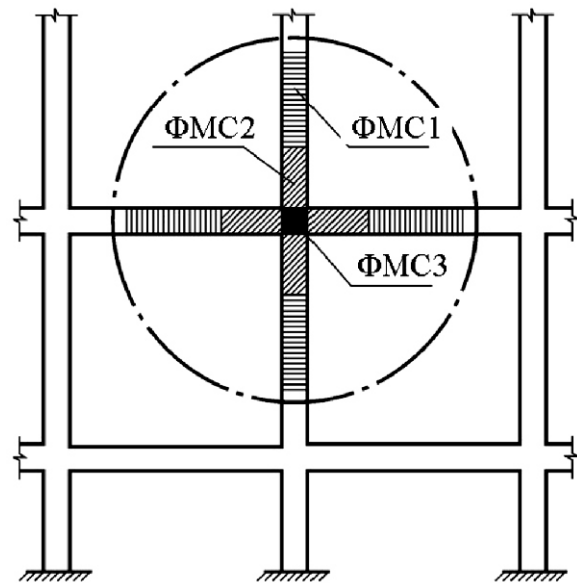


Рис. 1. Физические модели сопротивлений железобетонных конструкций:
ФМС1 – для зоны $N > M_{crсi}; Q < Q_{crсi}$
ФМС2 – для зоны $N > M_{crсi}; Q > Q_{crсi}$
ФМС3 – для узловой зоны

ко нормальные трещины; ФМС2 – то же, при наличии наклонных трещин и ФМС3, отражающая особенности сопротивления и необходимость учета податливости узлов сопряжения. Расчет систем стержневых железобетонных конструкций, усиленных при реконструкции, выполняется с привлечением метода начальных параметров. При этом изогнутая ось стержня аппроксимируется кубическим сплайном. Жесткостные характеристики и напряженно-деформированное состояние определяются с использованием разработанных ФМС.

Такой иерархии членения системы на физические модели сопротивления соответствует накопленный опыт исследований железобетонных конструкций. Традиционно отдельно исследовались элементы в зоне нормальных трещин, в зоне наклонных трещин и узлы сопряжения. При расчете стержневых систем наиболее естественно геометрию реального объекта принять в виде стержня, а особенности сопротивления отдельных сложных зон выявить с помощью более сложных моделей (в т.ч. с учетом объемного НДС) с тем, чтобы впоследствии передать их интегральные выходные параметры основной стержневой модели. Таким образом, построение расчета ведется на основе использования многоуровневой расчетной схемы. Накопленный опытный материал, исчисляемый сотнями и тысячами образцов, безусловно является фундаментом построения физических моделей сопротивления.

Прежде чем перейти к ФМС, необходимо было решить следующие задачи сопротивления железобетона:

- привлечь гипотезы механики разрушения к оценке НДС в окрестности трещины и увязать их с традиционным подходом к расчету железобетонных конструкций;
- рассмотреть деформационный вариант теории прочности бетона с учетом условия $\mu(\) < 0,5$ и ниспадающей ветви деформирования в диаграмме $\sigma_i - \epsilon_i$ (это условие справедливо для любой сплошной модельной среды). При появлении макротрещин весьма важно, где останавливается тензорезистор: если его база включает трещины, то в этом случае $\mu(\) > 0,5$, но говорить о сплошности среды не приходится, то есть в этом случае нельзя использовать гипотезу сплошности;

- решить задачу сопротивления околоарматурной зоны и вытекающую отсюда проблему сцепления арматуры с бетоном (в первую очередь это анализ работ Оатула и Холмянского).

Характер эпюр деформаций бетона вдоль оси арматуры, полученных в собственных опытах с разнообразными датчиками, а также опыт других авторов показывают, что в зонах, прилегающих к трещине, деформации растяжения бетона переходят в деформации укорочения, касательные напряжения сцепления также изменяют знак. Лавинообразное раскрытие трещин (которое после нарушения сплошности материала можно рассматривать как концентрированное деформационное воздействие) по треугольному профилю, характерному для бетонного элемента, в железобетоне сдерживается арматурой. Здесь профиль трещины сложный, с максимальным раскрытием выше уровня расположения арматурного стержня. В результате, в системе, состоящей из бетонных блоков и арматуры, в окрестности трещин возникают реакции по контакту бетона и арматуры, названные при дальнейшем изложении эффектом нарушения сплошности.

Задавая деформационные воздействия в численных экспериментах, получена картина напряженно-деформированного состояния, аналогичная опытной. Анализ напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента между трещинами с привлечением традиционных диаграмм $\sigma - \epsilon$, полученных по опытными данным, показывает, что текучесть арматуры достигается не в j -м сечении, где ее деформации максимальны, а в сечении с трещиной.

Дело в том, что в j -м сечении арматура находится в сжимающем поле бетона и площадка текучести здесь повышается на σ_{br} . Этим объясняется целый ряд экспериментальных данных, где при значительных a_{cr} сопротивление железобетонной конструкции еще не исчерпывается.

Возмущение напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции после нарушения сплошности бетона может быть описано с привлечением зависимостей механики разрушения. Анализ зоны предразрушения показывает, что традиционные диаграммы $\sigma_{br} - \epsilon_{br}$ реализуются здесь при ограниченных значениях деформаций, т.е. с учетом ниспадающей ветви – опыты Хиллирборга-Модера-Пе-

терсона, Бажанта, Чубрикова и др. В качестве аналога зависимости $\sigma - \epsilon$ в механике разрушений может быть использована зависимость K_g^2 . Тогда новые константы бетона выражаются как некоторые точки этих диаграмм. Кроме того, поскольку они выражаются согласно зависимостям механики разрушения через традиционные характеристики бетона R_b, E_b , то уже сегодня константы могут быть занормированы. Следует отметить, что искусственные надрезы и пазы на призме не делаются, так как радиусы надреза и трещины различаются на несколько порядков. Здесь используется естественная трещина, разделяющая растянутую призму на две части. В дальнейшем, связывая эти константы с податливостью двухконсольного элемента (ДКЭ), выделенного в окрестности трещины (рис. 2), отыскивается возмущение напряженно-деформированного состояния. Податливость ДКЭ связана с перемещениями всего железобетонного стержня. Таким образом прослеживается взаимосвязь первого и второго предельных состояний. Ввиду наличия четкого физического смысла и обзримости зависимостей механики разрушения (здесь эти зависимости вытекают из решения дифференциального уравнения в полных дифференциалах), они могут быть включены непосредственно в разрабатываемые физические модели сопротивления, тем более,

что используемый здесь ДКЭ распространяется на любые случаи напряженно-деформированного состояния. Что касается сжатия бетона, то, оставаясь в рамках традиционной диаграммы $\sigma - \epsilon$, учет нарушения сплошности бетона после границы $R_{cr,v}$ позволяет отказаться от использования понятия депланации бетона и вернуть диаграмму $\sigma - \epsilon$ в привычные ограничения $\epsilon < 0,5$.

Функцию податливости находим из определения скорости высвобождения энергии

$$b_u \lim_{A \rightarrow 0} \frac{W}{A} \frac{V}{dA} = \frac{dW}{dA} \frac{dV}{dA}, \quad (1)$$

где V – уменьшение потенциальной энергии тела при продвижении трещины на малое приращение A ; W – дополнительная работа, совершаемая над телом при продвижении трещины на малое приращение A ; A – площадь образовавшейся поверхности трещины.

Здесь логичнее воспользоваться эквивалентной опытной характеристикой b_u , поддающейся нормированию, например так, как это сделано в ряде инструктивных документов НИИСК.

Применительно к построению варианта деформационной теории пластичности бетона и ФМС1 можно сформулировать следующие расчетные предпосылки.

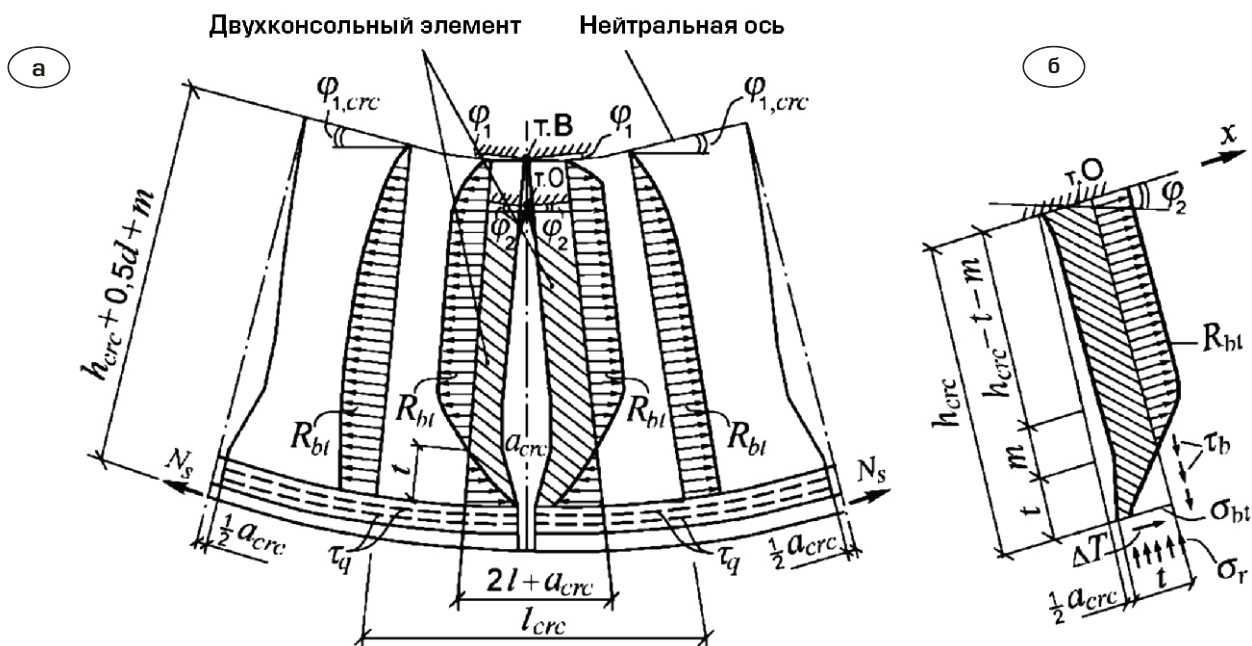


Рис. 2. К реализации зависимостей механики разрушения в железобетоне:

а – характерные эпюры напряжений в растянутом бетоне и вырезание специального двухконсольного элемента в окрестности трещины; б – к расчету податливости консоли

1. До образования макротрещин бетон рассматривается как изотропный, физически нелинейный материал.

2. Макротрещины в бетоне образуются из-за отрыва перпендикулярно главным деформациям удлинения.

3. Образование трещин в бетоне и его разрушение описывается различными теориями прочности, связанными с $\sigma_{b,l}$ и σ_{okt} соответственно. Образование трещин происходит после достижения деформациями крайних растянутых волокон бетона в поперечном сечении предельных значений $\epsilon_{bt,u}$. До момента разрушения выделяется несколько уровней трещинообразования.

4. После появления трещин бетон рассматривается как изотропный материал лишь в пределах блоков между трещинами; в целом же – как несплошной материал, для которого в зонах, включающих трещину, привлекаются зависимости, аналогичные принятым в механике разрушения.

5. При построении варианта деформационной теории пластичности бетона предъявляется требование возможности непосредственного перехода зависимостей напряжения-деформации к условию прочности (деформационному) и учета ниспадающей ветви деформирования, т.е. связь между напряжениями и деформациями бетона и арматуры принимается в виде ниспадающих диаграмм.

6. Учитывается зависимость предельной деформации бетона от вида напряженного состояния, как функции отношения I инварианта тензора деформаций ко II инварианту девятиора деформаций.

7. Для деформаций (средних, если трещины уже появились) растянутой арматуры и сжатого бетона справедлива гипотеза плоских сечений. В качестве расчетного принимается сечение со средней высотой сжатой зоны x_m , соответствующей средним деформациям.

8. Раскрытие трещин рассматривается как накопление относительных взаимных смещений бетона и арматуры на участках между трещинами (в т.ч. от дополнительных деформационных воздействий, вызванных нарушением сплошности материала), суммируемых с абсолютными деформациями арматуры в зонах ее текучести – уточненная гипотеза Томаса.

9. Связь между напряжениями сцепления и относительными взаимными смещениями принимается в виде диаграммы $\sigma_{sq} - \epsilon_{sq}$, получаемой в результате проецирования основной диаграммы $\sigma_i - \epsilon_i$ на оси σ_{sq} и ϵ_{sq} .

10. Сопротивление расчетного сечения считается исчерпанным, если: деформация крайних сжатых волокон бетона или растянутой арматуры достигает предельных значений; происходит нарушение силового равновесия и разрушение от потери сцепления из-за радиальных трещин.

Принятие этих предпосылок соответствует замене реальной железобетонной конструкции физической моделью сопротивления. Сохраняя преимущества традиционного подхода к осреднению напряженно-деформированного состояния бетонного блока между трещинами, расчетные параметры ФМС1 насыщаются новым содержанием, включающим элементы механики разрушения. Главным отличием стадий НДС от традиционных является то, что процесс трещинообразования продолжается до момента разрушения. При этом выделяется не один (как в теории Мурашева), а несколько уровней трещинообразования, учитываются взаимные смещения арматуры и бетона, деформационный эффект, особенности наступления текучести арматуры и т.п.

Расчетная схема применительно к ФМС2 вытекает из анализа целого ряда экспериментов. Впервые она была использована в работах НИИСК с участием автора и практически одновременно в работах проф. Залесова, а затем была развита его последователями. Однако до проведения настоящих исследований применительно к рассматриваемой схеме не были решены по меньшей мере три проблемных вопроса. Во-первых, открытым оставался вопрос относительно теоретического определения наполнения эпюр нормальных и касательных напряжений как переменных параметров; во-вторых, не решена проблема отыскания наиболее опасной наклонной трещины как функции многих переменных параметров, оказывающих влияние на ее расположение; в третьих – оставалась открытой проблема определения жесткости железобетонных конструкций на участках с наклонными трещинами. В подавляющем большинстве методов расчета использовался эмпирический подход. Теория же проф. Карпенко

основывается на методах теории упругости (пластичности), что не всегда удобно применительно к расчету стержней.

Решение второго проблемного вопроса стало возможным благодаря взаимосвязи основных расчетных параметров наклонного сечения, входящих в рассматриваемую расчетную схему. Это исключило появление распадающихся отдельных групп уравнений и позволило найти проекцию опасного наклонного сечения как функцию многих переменных параметров, модернизированную по сравнению с работами [1, 2].

Привлекая условие экстремума функции многих переменных F и вытекающие из этого условия уравнения, выражающие равенство нулю ее частных производных, получим:

$$R_{sup}, f(x, s, I, s, x_{pl}, s(1), pl, s, pl, x_{\beta}, N_S, Q_S, q_{x,ver}, q_{x,hor}, b, k, x_y, y, y, pl, P_{pl}, M_{crc,Q}, x_{crc}, i, i, c), \quad (2)$$

где R_{sup} – обобщенная нагрузка, выраженная в виде опорной реакции; в функцию f входят параметры расчетной схемы ФМС2, такие как высота сжатого бетона (x и x_{pl}), напряжения в растянутой арматуре (s, I и $s(1), pl$), коэффициент работы растянутого бетона (s и s, pl) в сечении I–I в стадии нагружения и в пластической стадии соответственно; высота сжатого бетона над наклонной трещиной (x_{β}), усилие в продольной арматуре в продольном и поперечном направлениях в месте пересечения ее опасной наклонной трещиной (N_S и Q_S соответственно); усилия в поперечной арматуре в продольном и поперечном направлениях в месте пересечения ее опасной наклонной трещиной ($q_{x,ver}$ и $q_{x,hor}$ соответственно); b и k – нормальные напряжения в сжатом бетоне и коэффициент, учитывающий плоское напряженно-деформированное состояние над опасной наклонной трещиной соответственно; x_y и y – касательные напряжения в бетоне над опасной наклонной трещиной и коэффициент наполнения эпюры касательных напряжений под наклонной трещиной в сечении I–I; y и y, pl – вертикальные сжимающие напряжения в бетоне над опасной наклонной трещиной в стадии нагружения и в пластической стадии соответственно; P_{pl} – нагрузка, соответствующая переходу сжатого бетона в пластическую стадию; $M_{crc,Q}$ и x_{crc} – момент образования наклонных трещин и высота сжатой зоны бетона в момент образования трещин в сечении I–I

соответственно; i и i – коэффициенты преобразования расчетных параметров и коэффициент Лагранжа соответственно; c – проекция опасной наклонной трещины на горизонтальную ось.

Расчетные параметры, составляющие функцию F , связаны уравнениями, имеющими следующий вид:

$$\begin{aligned} & f_1(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \\ & f_2(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \\ & \dots \\ & f_m(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \end{aligned}, \quad (m = n). \quad (3)$$

Тогда функция F и ее частные производные примут вид

$$\begin{aligned} & F(x_1, x_2, \dots, x_n, \lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_m) = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \\ & \lambda_1 f_1(x_1, x_2, \dots, x_n) + \lambda_2 f_2(x_1, x_2, \dots, x_n) + \dots \\ & + \lambda_m f_m(x_1, x_2, \dots, x_n); \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial F}{\partial x_1} = \lambda_1 \frac{\partial f_1}{\partial x_1} + \lambda_2 \frac{\partial f_2}{\partial x_1} + \dots + \lambda_m \frac{\partial f_m}{\partial x_1} = 0 \\ & \frac{\partial F}{\partial x_2} = \lambda_1 \frac{\partial f_1}{\partial x_2} + \lambda_2 \frac{\partial f_2}{\partial x_2} + \dots + \lambda_m \frac{\partial f_m}{\partial x_2} = 0 \\ & \dots \\ & \frac{\partial F}{\partial x_n} = \lambda_1 \frac{\partial f_1}{\partial x_n} + \lambda_2 \frac{\partial f_2}{\partial x_n} + \dots + \lambda_m \frac{\partial f_m}{\partial x_n} = 0 \end{aligned}. \quad (5)$$

В результате решения системы уравнений (5), будем иметь:

$$c = \frac{D_1 D_2 Q_S D_3}{N_S D_2 0,5 q_x^{ver} D_3}, \quad (6)$$

где

$$D_1 = (h_0 - x_B) \sqrt{R_S^2 A_S^2 - N_S^2}; \quad (7)$$

$$D_2 = 0,5(h_0 - x_B) R_{Sx}^2 t^2; \quad (8)$$

$$D_3 = \left\{ \sqrt{[R_{Sx}^2 t^2 - (q_x^B)^2]} (R_S^2 A_S^2 - N_S^2) + q_x^B N_S \right\} (h_0 - x_B). \quad (9)$$

Дифференцирование выполнялось с использованием вспомогательных множителей λ_i . Физическая интерпретация полученного решения представлена ниже: среди множества наклонных сечений с трещинами найдется и такое, которому соответствует минимум несущей способности.

Следует заметить, что таким же образом отыскивается и местонахождение как опасной наклонной трещины с максимальной шириной раскрытия, так и наиболее опасного наклонного сечения по критерию образования наклонной трещины. Меняются лишь соответствующие критерии.

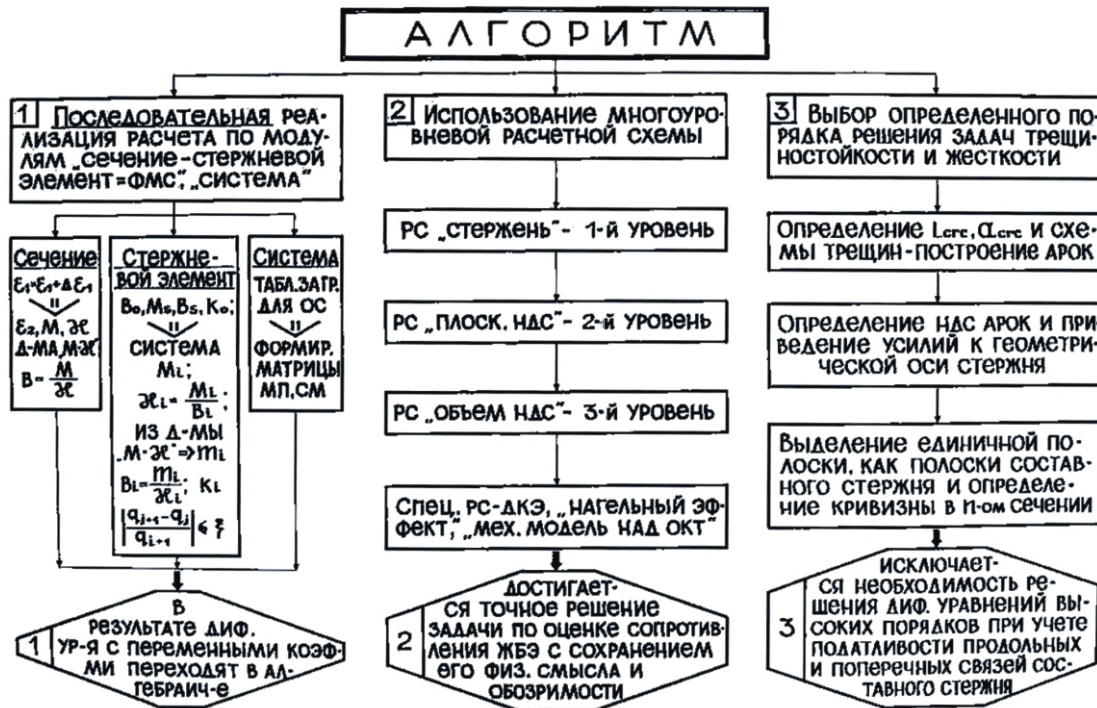


Рис. 3. Отличительные особенности алгоритма

Определение жесткости стержневых железобетонных конструкций на участках с наклонными (в т.ч. пересекающимися) трещинами основывается на рассмотрении единичной полоски железобетонного элемента как полоски составного стержня с учетом податливости продольных и поперечных связей. Для этого вначале решается задача определения ширины раскрытия трещин. В ФМС2 учитывается «нагельный эффект» в местах пересечения арматуры наклонной трещиной. Расчетная схема второго уровня и ее основная система для его определения выявлены в результате проведенных исследований. Длина l определяется с учетом ограничений, налагаемых возможностью отрыва, продавливания и смятия бетона в рассматриваемой зоне. Вот те основные отличия, которые дополняют расчетные предпосылки применительно к ФМС2 по сравнению с ФМС1. Неоправданно мало внимания уделялось теоретическим исследованиям сопротивления узловой зоны, хотя известно, что разница между жестким и шарнирным сопряжением качественно изменяет картину деформирования сопрягаемых стержней (согласно предлагаемой иерархии эта зона описывается с помощью ФМС3). Если обратить-

ся к предпосылкам, принятым в строительной механике, то расчетная схема ригелей и стоек на узловых участках ОГ и ОК принимается такой же, как и на свободных участках. Условность этой предпосылки очевидна, так как, во-первых, не учитываются внутренние усилия в сечениях, проходящих по граням ригеля и стойки и, во-вторых, из рассмотрения исключаются области А и Б, в которых образуются трещины, оказывающие влияние на податливость узла. Исследования показывают, что если провести сечение узла по граням ригеля и стойки, то распределение деформаций в них хотя и не соответствует гипотезе плоских сечений, но все же больше приближается к двухзначному – характерному для стержней, чем к сложному – присущему балкам-стенкам. Более того, отклонение от гипотезы плоских сечений наблюдается в основном во входящих углах узла и вызвано наличием здесь концентрации деформаций и напряжений. Представляется наиболее приемлемым учитывать такую концентрацию деформаций с помощью параметра d_T по физическому смыслу, аналогичному параметру s , введенному в теорию железобетона В.И. Мурашевым. Теперь, когда усилия в сделанных сече-

нях определены, можно переходить к определению перемещений выделенных этими сечениями узловых стержней и закрепленных в виде консолей относительно одного из сделанных сечений. В итоге представляется возможным оценить податливость узла относительно точки O – центра узла. При этом, для первого варианта методики учет податливости достигается путем уточнения жесткости выделенных узловых стержней. Для второго варианта учет податливости выполняется с помощью специального узлового элемента в точке O . Следует заметить, что второй вариант использовался лишь в исследовательских целях. Для практических расчетов рекомендован первый вариант, тем более, что он позволяет учитывать прочность и трещиностойкость узла с единых методологических позиций.


Расчет систем стержневых железобетонных элементов выполняется с привлечением метода начальных параметров. При этом изогнутая ось стержня аппроксимируется кубическим сплайном. Жесткосные характеристики определяются с использованием разработанных ФМС. При расчете рам полученные зависимости метода начальных параметров реализуется в форме традиционных методов строительной механики – метода перемещений, смешанного метода.

Отличительными особенностями алгоритма предлагаемого расчетного аппарата являются последовательная реализация расчета по модулям «сечение», стержневой элемент, моделируемый с помощью ФМС, «система» (рис. 3).

В результате дифференциальные уравнения с переменными коэффициентами заменяются алгебраическими. В итоге алгоритм расчета позволяет учитывать:

- 1) несовместность деформаций бетона и арматуры и нарушение сплошности бетона;
- 2) многоуровневую расчетную схему, которая сводится к достаточно точному решению с одновременной его обзорностью;
- 3) определенный порядок решения задач трещиностойкости и жесткости с учетом податливости продольных и поперечных связей в составном стержне, исключая дифференциальные уравнения высоких порядков.

-
- [1] Гольшев А.Б. Сопротивление железобетона : монография / А.Б. Гольшев, В.И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.
- [2] Колчунов В.И. Метод физических моделей сопротивления / В.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Н.В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №12. – С. 51–54.

Надійшла 24.12.2013 р. 

ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

У ТЕХНІЧНОМУ КОМІТЕТІ ЗОІ «МЕТАЛОБУДІВНИЦТВО»

28 січня 2014 року у приміщенні ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» відбулось засідання колективних членів ТК ЗОІ «Металобудівництво», на якому були розглянуті питання щодо підсумків роботи комітету в 2013 році, підготовки плану робіт на поточний рік, прийняття нових членів та створення секретаріату ПК-2.

Під час обговорення зазначених питань було відмічено, що силами ТК ЗОІ у 2013 році підготовлено 32 проекти стандартів України, гармонізованих до Європейських стандартів, 7 Технічних умов на продукцію будівельного призначення, а також виконано 49 експертиз проектів нормативних документів. Крім того, фахівцями ТК ЗОІ була проведена значна робота з ознайомлення будівельної спільноти із головними напрямками розвитку системи технічного регулювання у металобудівництві шляхом обміну передовим досвідом, публікації статей у фахових виданнях, організації та проведення конференцій і семінарів.

Рішенням комітету до складу ТК ЗОІ були прийняті ТОВ «ПЕМ Україна» та асоціація «Український центр сталевих будівництва», а також створено секретаріат ПК-2 «Виготовлення металевих конструкцій», функції якого покладено на «Український центр сталевих будівництва»

УДК 624.012.045

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕСТКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗОНЕ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН

В статье приведены методика экспериментальных исследований и экспериментальные данные прогибов по всей длине железобетонной конструкции с детальным изучением жесткости в пролете «среза»; ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин на уровне оси продольной и поперечной растянутой арматуры и вдоль всего профиля трещины; изменения расстояния между трещинами и длины трещин по мере увеличения нагрузки с проверкой их многоуровневого образования, наличия эффекта нарушения сплошности и др. параметров, позволяющих выполнить сопоставительный анализ жесткости железобетонных конструкций в зоне наклонных трещин.

The paper presents the methodology of experimental studies and experimental data deflections along the entire length of reinforced concrete constructions, with detailed study of rigidity in the span of a «section», the opening width of normal and inclined cracks at the axis of the longitudinal and transverse tensile reinforcement and crack along the entire profile, changing the distance between the cracks and crack length with increasing load test of their multi-level formation, the presence of discontinuities and the effect of other parameters that allow a comparative analysis of the stiffness of reinforced concrete structures in the area of inclined cracks.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, экспериментальные исследования, жесткость, наклонные трещины.

В настоящее время практически отсутствуют данные об опытных параметрах жесткости и трещиностойкости в зонах, непосредственно примыкающих к берегам трещин и к их вершинам. Мало опытных данных и о длине и приращении трещин при увеличении нагрузки. Тем не менее, отмеченные параметры являются определяющими для анализа сопротивления областей, прилегающих к местам пересечения трещинами рабочей арматуры, где, как показали последние исследования [1], возникает эффект нарушения сплошности.

Сегодня железобетон – это основной строительный конструкционный материал, и поэтому совершенствование методов расчета железобетонных конструкций является важной и актуальной задачей.

Цель проведенных экспериментальных исследований – определение основных параметров, необходимых для определения жесткости железобетонных конструкций в зоне наклонных трещин, их анализ на различных стадиях нагружения, проверка предлагаемого расчетного аппарата, основанного на учете эффекта нарушения сплошности, а также для разработки рекомендаций по проектированию эффективных железобетонных конструкций.

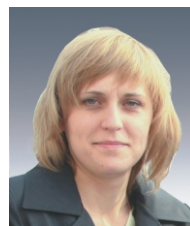
В процессе экспериментальных исследований решались следующие задачи:

- разработка методики экспериментальных исследований жесткости железобетонных конструкций в зоне наклонных трещин;
- экспериментальное определение следующих параметров: прогибов по всей длине железобетонной конструкции; ширины раскры-



В.И. Колчунов

профессор кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета, д.т.н., проф.



Е.В. Омельченко

ассистент кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета

тия трещин на уровне оси продольной и поперечной растянутой арматуры и на некотором удалении (1,5–2 диаметра) от этих осей (a_{cr} вдоль всего профиля трещин); изменения расстояния между трещинами l_{cr} и длины трещин h_{cr} по мере увеличения нагрузки (с проверкой многоуровневого процесса образования трещин), деформаций рабочей арматуры в трещине и между трещинами с учетом эффекта нарушения сплошности в окрестности двухконсольного элемента, деформаций бетона на берегах трещины вдоль оси рабочей арматуры; фибровых деформаций сжатого бетона, высоты сжатой зоны бетона, деформированного состояния бетона на конце трещины (в зоне предразрушения);

- проверка предлагаемого расчетного аппарата по уточненному расчету жесткости железобетонных конструкций в зоне наклонных трещин.

Программа исследований включала лабораторные испытания двух серий железобетонных балок. Объем и основные параметры экспериментальных образцов приведены на рис. 1–3 и в таблице. Количество испытываемых образцов принято с учетом варьирования армирования и класса бетона.

Таблица

Характеристика основных экспериментальных образцов

Серия	Количество	Условие	Класс	Арматура
I	4	R	B30	2 12A500C
II	4	R	B20	3 16A500C

Механические характеристики арматуры определялись в соответствии с действующими стандартами. Испытывались по три стержня длиной 400 мм каждого диаметра.

При этом фактическая прочность кубов бетона на сжатие составила: для образцов первой серии 31,540 МПа, второй – 20,000 МПа. Для призм фактическая прочность бетона на сжатие составила: для образцов первой серии 23,300 МПа, второй – 15,000 МПа. Начальные модули упругости бетона для образцов первой и второй серий составили $3,06 \cdot 10^4$ МПа и $3,08 \cdot 10^4$ МПа соответственно.

Фактический предел текучести продольной арматуры А500С 12 мм составил 636,6 МПа, арматуры А500С 16 мм – 624,07 МПа, поперечной арматуры А500С 8 мм – 475,8 МПа.

Экспериментальные исследования жесткости железобетонных конструкций в зоне наклонных трещин были проведены в лаборатории строительных конструкций кафедры компьютерных технологий строительства.

Силовая установка проектировалась с привязкой к «ручьям» силового пола (рис. 2). Основными силовыми устройствами являлись тязи, закреплённые к силовому полу, траверсы для передачи нагрузки, гидравлический домкрат (максимальное усилие 25 т), насосная станция с набором различных образцовых манометров (250 и 400 кг/см²).

Железобетонные балки испытывались в перевернутом положении (растянутой зоной кверху), что позволило детально изучить картину образования, развития и раскрытия трещин. На бетон устанавливались несколько групп электротензорезисторов, базой 20 мм (рис. 3). Первая группа устанавливалась в виде непрерывной цепочки в пазы (размером 3 4 300 мм) рабочих арматурных стержней с целью замера опытных деформаций арматуры, вторая группа – на бетон на берегах трещин (после их обра-

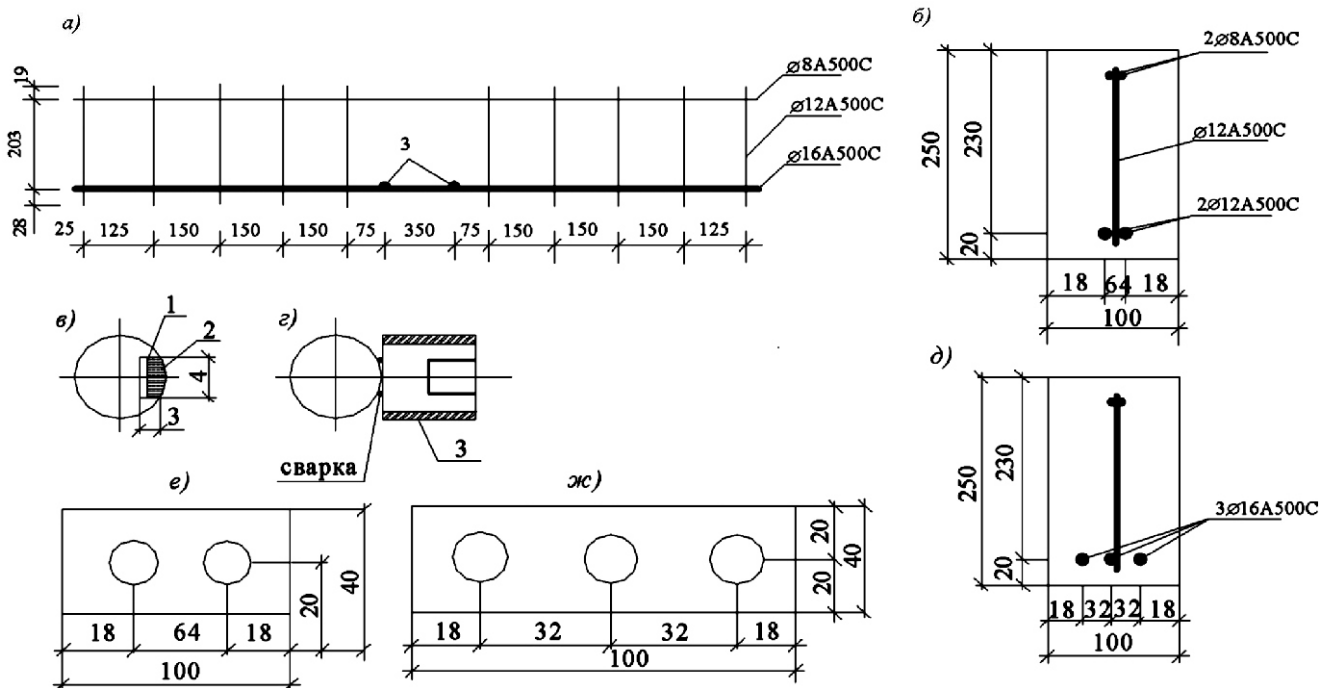


Рис. 1. Армирование опытных образцов:

а – арматурные каркасы; б – поперечное сечение железобетонных образцов первой серии; в – поперечное сечение паза в арматурном стержне; г – сечение гайки, приваренной к арматурному стержню; д – поперечное сечение железобетонных образцов второй серии; е, ж – арматурные пластины, устанавливаемые (обвариваемые по периметру отверстий) на торцах арматурных стержней для первой и второй серий соответственно; 1 – электротензорезисторы, установленные на арматуру; 2 – герметик; 3 – резиновая трубка

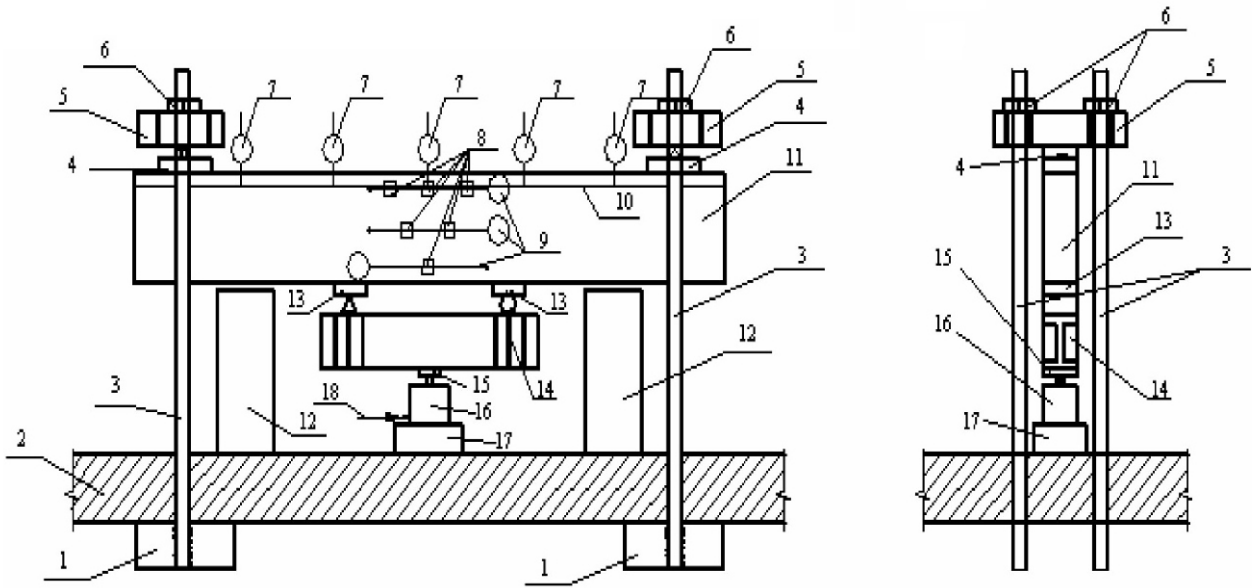


Рис. 2. Схема силовой установки:

1 – захваты за силовой пол; 2 – силовой пол; 3 – тяжи; 4 – металлические пластины $d = 20$ мм; 5 – траверсы опорные; 6 – гайка; 7 – прогибомеры; 8 – зоны установки электротензорезисторов на бетоне; 9 – механические индикаторы часового типа; 10 – ось рабочей растянутой арматуры; 11 – опытный железобетонный образец; 12 – страховочные опоры; 13 – металлические пластины $d = 20$ мм; 14 – траверса; 15 – шаровая опора домкрата; 16 – гидравлический домкрат; 17 – усиленная металлическая тумба; 18 – насосная станция с манометром

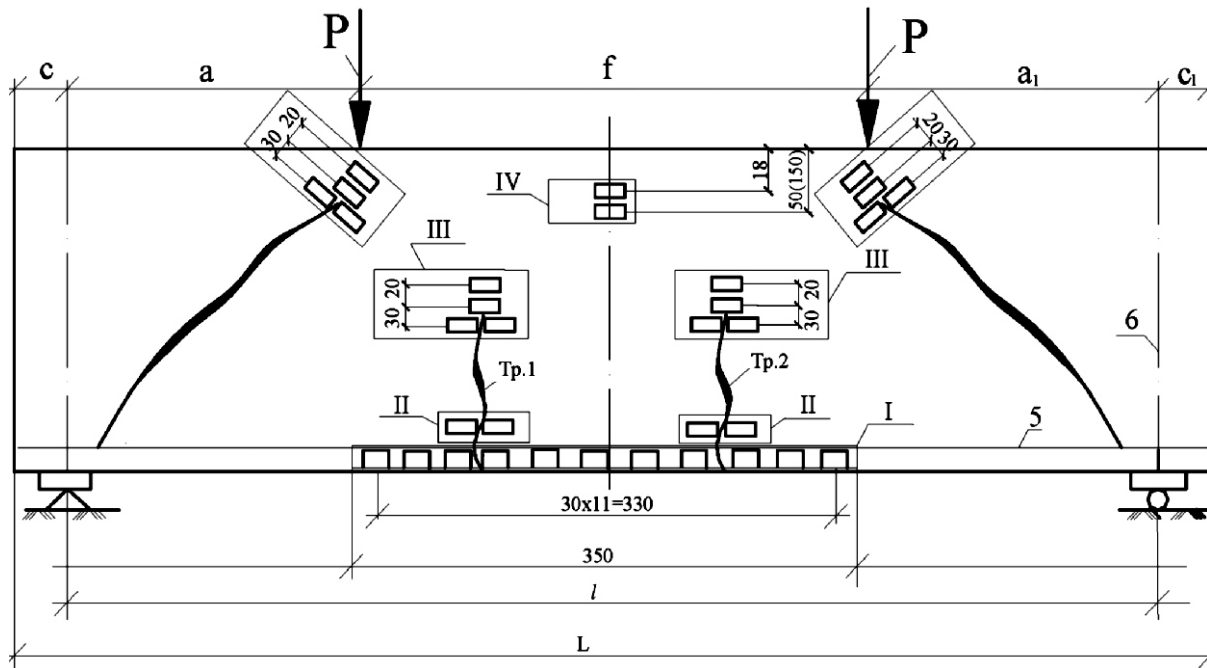


Рис. 3. Зоны установки групп электротензорезисторов

зования) на уровне оси арматуры с помощью клея «Циакрин-90». Назначение этой группы электротензорезисторов заключалось в необходимости замера опытных деформаций бетона на уровне оси арматуры в непосредственной близости от трещины – зоне, где проявляется эффект нарушения сплошности в железобетоне.

Третья группа электротензорезисторов имела специальное расположение в виде «ловушки» на пути распространения наклонной трещины с целью замера опытных характеристик зоны предразрушения. Четвертая группа устанавливалась в сжатой зоне бетона с целью замера опытных деформаций укорочения бетона и определения высоты этой зоны.

Показания электротензорезисторов фиксировались с помощью прибора ИДЦ-1 и дублировались механическими приборами – индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм и 0,002 мм.

На рабочую арматуру с обеих сторон пазов на базе 350 мм приваривались специальные гайки с внутренней резьбой М6 для крепления механических приборов, на которые надевались специальные резиновые трубки.

Разрушение железобетонных балок первой серии характеризовалось непрерывным нарастанием прогиба при сохранении нагрузки на одном уровне и увеличением ширины раскрытия трещин до 1,5 мм на уровне оси продольной и поперечной растянутой арматуры (рис. 4).

Прочность железобетонных балок второй серии была исчерпана в результате раздавливания бетона сжатой зоны над опасной наклонной трещиной. При этом текучести в растянутой арматуре не наблюдалось. Кроме того, три балки (ИБ1, ИБ3, ИБ4) разрушились по нормальным и наклонным сечениям при одновременной текучести продольной и поперечной арматуры в наклонных трещинах. Ширина раскрытия наклонных трещин в балке ИБ4 достигала 0,5 мм. Испытания показали равнопрочность нормальных и наклонных сечений, что подтвердило их рациональное конструирование.

В соответствии с поставленными задачами основное внимание было уделено прогибам и картинам развития и раскрытия наклонных трещин, образование и развитие которых наблюдалось не только со стороны растянутой продольной арматуры, но и зоне нейтральной оси с последующим их развитием к верхним и нижним граням железобетонной конструкции. Схемы развития и раскрытия наклонных трещин, полученные в проведенных экспериментальных исследованиях, приведены на рис. 5.

Весьма полезными для проведения анализа экспериментальных исследований оказались технические записи в журнале испытаний. Некоторые из них приведены ниже.

В табличках на рис. 5 приведены: в числителе ступени нагружения (разрушающая нагрузка $P_u = 123,25$ кН); в знаменателе – ширина раскрытия трещин на соответствующих ступенях в миллиметрах.

Вторая серия. Балка ИБ3. Появление нормальных трещин наблюдалось при нагрузке 60 делений по манометру 400 кгс/см^2 (51 кН), ши-

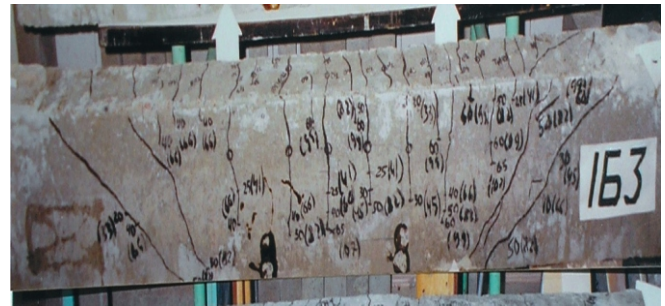


Рис. 4. Общий вид картины трещинообразования железобетонной конструкции ИБ3 первой серии

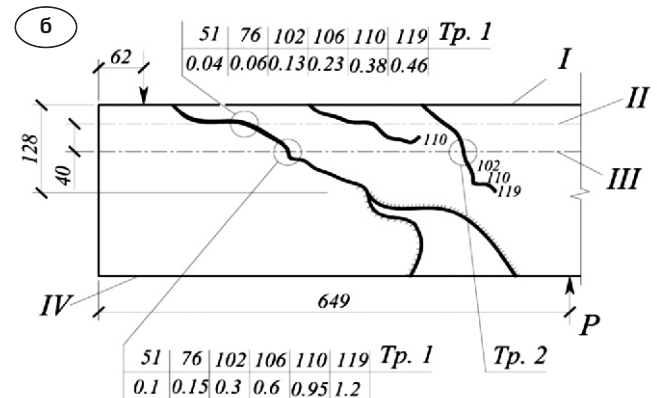


Рис. 5. Опытный образец (а) и схема развития и раскрытия трещин в опытном образце ИБ3; правая боковая поверхность (б):

I – нижняя грань балки; II – ось арматуры; III – линия расположения на расстоянии 40 мм от оси арматуры; IV – верхняя грань балки

рина раскрытия 0,03 мм. При этой же нагрузке появились наклонные трещины с шириной раскрытия 0,1 мм. При нагрузке 80 делений по манометру 400 кгс/см^2 ($76,53$ кН) раскрытие наклонных трещин достигало 0,15 мм, а при $P = 102,04$ кН – 0,3 мм. При этом нормальные трещины практически не раскрывались – ширина их раскрытия на некотором удалении от оси арматуры составляла 0,04 мм. При нагрузке $P = 106$ кН имеющиеся наклонные трещины имели следующее раскрытие: 0,25 мм, 0,30 мм–0,50 мм, 0,50 мм–0,60 мм. При этом нормальные трещины на уровне арматуры имели практически нулевое раскрытие. При нагрузке $P = 110,54$ кН имеющиеся наклонные трещины имели следующее раскрытие: 0,5 мм, 0,75 мм–0,90 мм, 0,95 мм.

При нагрузке $P = 119,04$ кН ширина раскрытия имеющихся наклонных трещин составляла: 0,6 мм, 0,8 мм, 1,2 мм. Разрушение балки произошло по наклонному сечению от развития («среза» сжатого бетона) наклонной трещины при нагрузке $P = 123,25$ кН.

При нагрузке 51 кН; 85 кН; 102 кН; 110,5 кН; 114,8 кН; 119 кН; 121,2 кН; 123,2 кН среднее значение s_{m1} равняется (231; 484; 510; 529; 534; 543; 548; 551) 10^{-5} соответственно.

Первая серия. Балка Б4. На ступени, соответствующей 25 делениям (41,25 кН) по манометру 250 кГс/см², появились нормальные трещины с шириной раскрытия 0,03 мм. Наклонные трещины появились на ступени, соответствующей 40 делениям (66 кН) по манометру 250 кГс/см². На ступени, соответствующей 50 делениям (82,5 кН) по манометру 250 кГс/см², появилась серия наклонных трещин (2 трещины) с шириной раскрытия 0,15–0,17 мм. При нагрузке 60 делений по манометру 250 кГс/см² (99 кН) ширина раскрытия наклонных трещин достигала 0,25 мм, а при нагрузке $P = 115,5$ кН – 0,3–0,35 мм. Следует подчеркнуть, что при нагрузке $P = 123,75$ кН максимальное раскрытие нормальные трещины имели на расстоянии 40–80 мм по высоте балки от оси арматуры и практически волосяное раскрытие на уровне арматуры. Максимальное раскрытие нормальных трещин Тр1 и Тр3 составляло 1,5 мм при нагрузке $P = 132$ кН.

Максимальная ширина раскрытия наклонных трещин составляла 0,45 мм при нагрузке $P = 115,5–123,75$ кН, при $P = 127,5$ кН наклонные трещины уменьшаются до 0,35–0,4 мм, а при $P = 130$ кН раскрытие наклонных трещин вновь увеличивается и достигает 1,5 мм. Таким образом, наблюдается перераспределение усилий и деформаций (игра сил) по длине образца, которое безусловно отражается на трещинообразовании и развитии трещин, жесткости балки, а следовательно и ее прогибах и прочности нормальных и наклонных сечений. К сожалению, механизм такого влияния («борьбы» нормальных и наклонных трещин с перераспределением усилий и деформаций по длине железобетонной конструкции) до сих пор практически не учитывается в существующих расчетных предложениях и моделях.

Разрушение произошло после достижения текучести в продольной и поперечной арматуре практически одновременно по нормальным и наклонным сечениям с выколом бетона сжатой зоны при нагрузке $P = 140$ кН.

При нагрузках 41,25 кН, 66 кН, 82,5 кН, 98,5 кН, 115 кН, 130,5 кН среднее значение s_{m1} равняется (158; 480; 524; 577; 732; 795) 10^{-5} соответственно.

Полученный опытный материал позволяет выполнить сопоставительный анализ основных параметров, оказывающих влияние на жесткость железобетонных конструкций в зоне наклонных трещин.

Выводы

1. Разработана методика и проведены экспериментальные исследования жесткости стержневых железобетонных конструкций в зоне наклонных трещин, в результате которых получены экспериментальные данные следующих основных параметров: прогибов по всей длине железобетонной конструкции (с детальным изучением жесткости в «пролете среза»); ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин на уровне оси продольной и поперечной растянутой арматуры и на некотором удалении (1,5–2 диаметра) от этих осей (a_{cr} вдоль всего профиля трещины); изменения расстояния между трещинами l_{cr} и длины трещин h_{cr} по мере увеличения нагрузки (с проверкой многоуровневого процесса образования трещин); деформаций рабочей арматуры в трещине и между трещинами с учетом эффекта нарушения сплошности в окрестности ДКЭ, деформаций бетона на берегах трещины вдоль оси рабочей арматуры; фибровых деформаций сжатого бетона, высоты сжатой зоны бетона, деформированного состояния бетона на конце трещины (в зоне предразрушения).

2. Экспериментально установлено, что ширина раскрытия нормальных и наклонных трещин на уровне оси арматуры в несколько раз меньше чем на некотором (40 мм) удалении от этой оси. Таким образом, арматура сдерживает раскрытие трещины, противодействуя раскрытию ее берегов. Возникающие при этом реакции вызывают местное сжатие в бетоне в окрестности трещины в околоарматурной зоне – эффект нарушения сплошности. Анализ картин образования и развития трещин показывает наличие не одного (как это принято в теории В.И. Мурашева), а нескольких уровней появления трещин, вплоть до разрушения железобетонного образца.

[1] Гольшнев А.Б. Сопротивление железобетона: монография / А.Б. Гольшнев, В.И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.

УДК 624.012.045

ОБРАЗОВАНИЕ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН ПЕРВЫХ ДВУХ ТИПОВ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Рассматривается определение полной картины трещинообразования веера наклонных трещин, прилегающего к грузу, что позволяет существенно уточнить действительное напряженно-деформированное состояние железобетонных составных конструкций в процессе нагружения. Предложена расчетная модель для определения усилий в продольной и поперечной арматуре в наклонных трещинах первого и второго типов для различных уровней трещинообразования и расчетная схема для определения деформаций растянутого бетона между этими трещинами.

The article deals with the definition of a complete picture of cracking fans inclined cracks adjacent to the load, which can significantly clarify the actual stress-strain state of reinforced concrete composite constructions in the process of loading. Proposed a computational model to determine forces in the longitudinal and transverse reinforcement in the inclined cracks of the first and second types for different levels of cracking, and computational the scheme for determining the deformation of concrete in tension between the cracks.

Ключевые слова: уровни трещинообразования, наклонные трещины, расчетная модель, расчетная схема, напряженно-деформированное состояние, железобетонные составные конструкции.

Характер трещинообразования в зонах совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил зависит от величин и соотношения M и Q , а также от геометрии сечения, прочностных и деформативных характеристик бетона, величины и ряда других факторов. В этих зонах, как известно [1], появляются трещины первого и второго типов.

При проведении исследований выявлен третий тип наклонных трещин, развивающихся в приопорной части вдоль сжатого столба образующейся арки, которые могут соединяться (при определенных геометрических параметрах и армировании) с трещинами, появляющимися на верхней грани железобетонной конструкции над аркой. Как подтверждают эксперименты, их слияние происходит практически мгновенно. Угол их наклона может существенно изменяться, образуя веер 2 [2]. Этот тип трещин развивается не от опоры к силе, а пробивается через сжатый столб образующейся арки, который может выходить на верхнюю грань железобетонной конструкции и приводить к ее разрушению.

Что касается существующих методов расчета образования наклонных трещин, то следует отметить, что нормативный метод ограничивается рассмотрением трещин лишь второго типа. Он основан на сравнении величин главных растягивающих напряжений на нейтральной оси элемента, полученных по формулам теории упругости, с пределом прочности бетона при растяжении. При этом не только не используется существенный резерв, заложенный в способности растянутого бетона к неупругому дефор-



Н.В. Усенко

инженер производственно-технического отдела
ООО Строительная компания
«Интергал-Буд», соискатель кафедры
компьютерных технологий
строительства Национального
авиационного университета, г. Киев

мированию, но и не учитывается реальная возможность развития неупругих деформаций в бетоне.

Существующие на сегодняшний день приемы расчета образования наклонных трещин по существу основываются, за редким исключением, также на предположениях об упругой работе бетона и сводятся, главным образом, к уточнению нормативного метода за счет учета ряда дополнительных факторов или введения поправочных эмпирических коэффициентов.

Для определения действительного напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций необходимо иметь полную картину трещинообразования в процессе нагружения. При этом важно располагать не только различными уровнями трещинообразования нормальных трещин, но и иметь полную картину вееров наклонных трещин. Определение расстояний и уровней появления наклонных трещин третьего типа рассмотрено в работе [2]. Что же касается последующих уровней трещинообразования наклонных трещин первого и второго типов, то вопрос остался открытым. Рассмотрим решение этой задачи.

Вначале необходимо нанести весь веер наклонных трещин первого и второго типов (рис. 1).

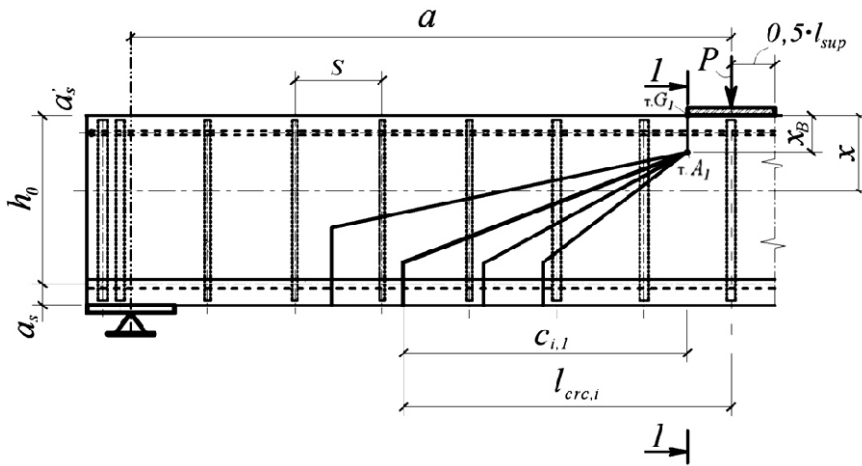


Рис. 1. Расчетная схема для определения параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций в зоне трещин, образующих веер 1, прилегающий к сосредоточенной силе (стадия, соответствующая определению ширины раскрытия трещин)

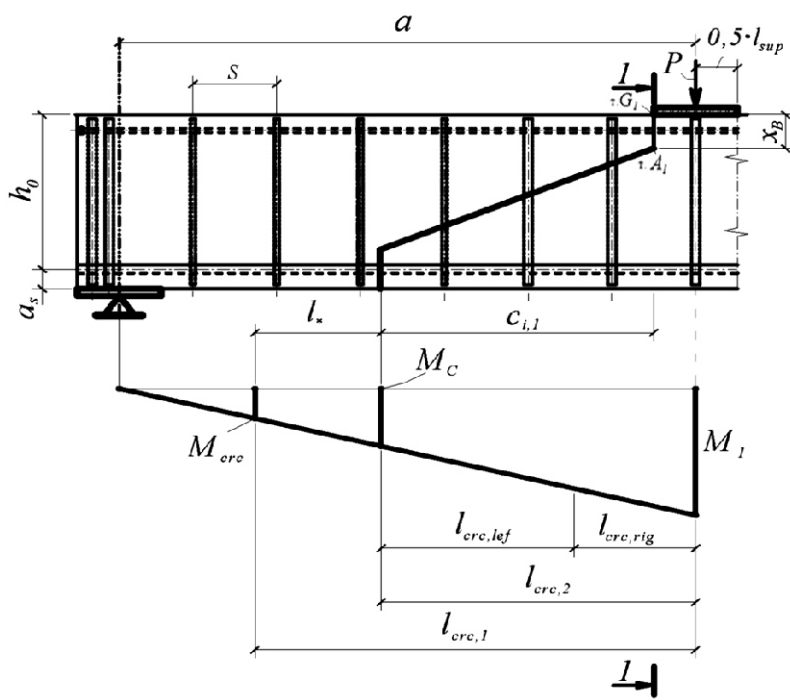


Рис. 2. К определению следующего уровня появления трещин

После определения опасной косо́й трещины по критерию образования или наибольшей ширины их раскрытия [2, 3] находим расстояние между трещинами первого уровня, $l_{crc,1}$, расположенными вдоль продольной арматуры (рис. 2). Оно определяется из следующего соотношения:

$$\frac{a}{a} \frac{M_I}{l_{crc,1} M_{crc}} \quad (1)$$

Отсюда следует, что

$$l_{crc,1} = \frac{a(M_I - M_{crc})}{M_I} \quad (2)$$

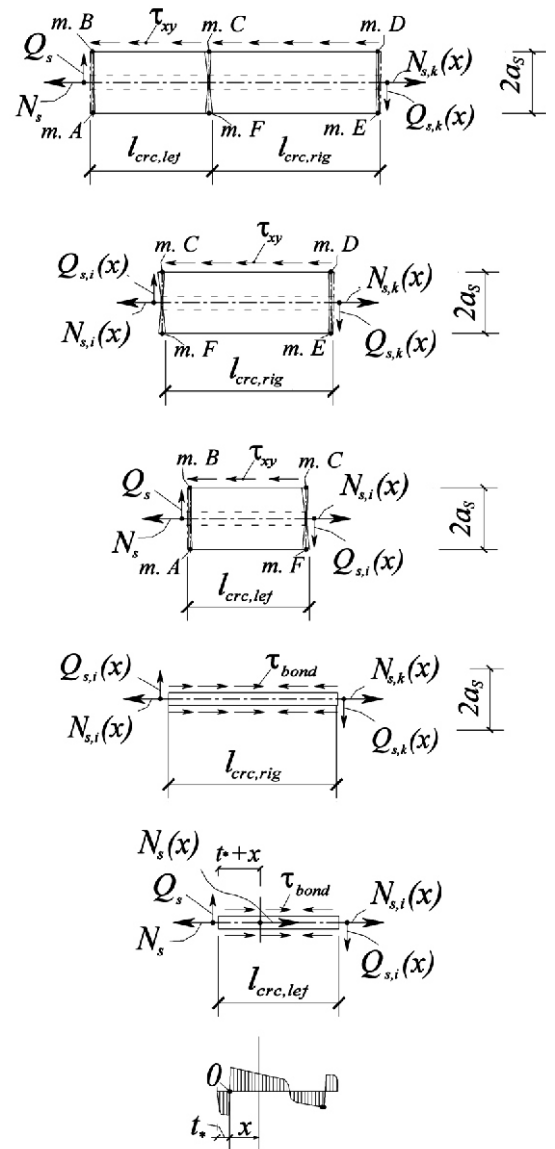


Рис. 3. К составлению условий равновесия для определения деформаций растянутого бетона между трещинами и равновесия продольного арматурного стержня для соответствующего уровня образования трещин

Для определения расстояния между трещинами второго уровня используется соотношение между изгибающим моментом в сечении I–I и в сечении с опасной наклонной трещиной, отыскиваемой по критерию максимальной ширины их раскрытия

$$\frac{a}{l_{crc,2}} = \frac{M_I}{M_C} \quad (3)$$

Отсюда следует, что

$$l_{crc,2} = \frac{a(M_I - M_C)}{M_I} \quad (4)$$

При этом, располагая напряжениями в продольной арматуре в сечении с опасной наклонной трещиной, представляется возможным также определить функциональное расстояние между трещинами l_{crc} [4].

$$l_{crc} = \frac{2(\ln B_4 - Bt)}{B} \quad (5)$$

где

$$B_4 = 1 + \frac{bt,c}{(K-1)B_3} + \frac{bt,u}{B_3(K-1)}; \quad (6)$$

$$B_3 = s + \frac{T}{E_s A_s} + \frac{bt,s}{\nu_b E_b} B_2;$$

$$B_2 = \frac{Q}{tB}; \quad (7)$$

B – параметр сцепления арматуры с бетоном, принимаемый равным

$$B = \frac{S_s G}{K A_s E_s}; \quad (8)$$

$$\frac{1}{K} = 1 - 2 \dots \quad (9)$$

В выражении (9) принято:

$$t = \frac{A_s E_b}{2}, \quad (10)$$

где $\frac{E_s}{E_b}; \frac{A_s}{bh_0}$.

Необходимо отметить, что для области действительных чисел на параметр B_4 накладываются следующие ограничения:

$$0 < B_4 < e^{Bt_b}. \quad (11)$$

Сравнивая функциональное и уровневое значение l_{crc} , выполняется анализ возможной реализации появления последующих уровней трещинообразования.

Анализ соотношения (5) показывает, что увеличение деформаций в арматуре при возрастающей нагрузке приводит к уменьшению расстояния между трещинами. При этом новый уровень трещинообразования соответствует уровню нагрузки, при котором соблюдается следующее неравенство:

$$l_{crc,i} < l_{crc,i-1}, \quad (12)$$

где справа от опасной наклонной трещины определяется из следующих соотношений (см. рис. 1):

$$\frac{l_{crc,lef}}{l_{crc,rig}} = \frac{M_1}{M_C} \quad (13)$$

$$\text{При этом } l_{crc,lef} = l_{crc,rig} = l_{crc,2}. \quad (14)$$

Двигаясь влево от опасной косоугольной трещины, сравниваем l_{crc} функциональное и l (см. рис. 2), и в случае необходимости используем аналогичные соотношения

$$\frac{l_{crc,lef}}{l_{crc,rig}} = \frac{M_C}{M_{crc}}; \quad (15)$$

$$l_{crc,lef} = l_{crc,rig} = l. \quad (16)$$

При этом за пределы участка, где $M < M_{crc}$, не выходим.

В случае наличия обрывов продольной арматуры на участке наклонных трещин, соотношения (13) и (15) несколько видоизменяются, а именно: кроме отношения моментов учитываются также отношения площадей продольной арматуры (до и после обрыва). В итоге, эти формулы примут вид:

$$\frac{l_{crc,lef}}{l_{crc,rig}} = \frac{M_1}{M_C} \frac{A_{s,rig}}{A_{s,lef}}; \quad (17)$$

$$\frac{l_{crc,lef}}{l_{crc,rig}} = \frac{M_C}{M_{crc}} \frac{A_{s,rig}}{A_{s,lef}}. \quad (18)$$

При появлении последующих уровней трещинообразования уравнения (17), (18) принимают вид:

$$\frac{l_{crc,lef,i}}{l_{crc,rig,i}} = \frac{M_{rig,i}}{M_{lef,i}} \frac{A_{s,rig,i}}{A_{s,lef,i}}; \quad (19)$$

$$\frac{l_{crc,lef,i}}{l_{crc,rig,i}} = \frac{M_{rig,i}}{M_{lef,i}} \frac{A_{s,rig,i}}{A_{s,lef,i}}. \quad (20)$$

Таким образом, трещинообразование продолжается до момента разрушения. При этом выделяется не один (как это принято в ряде из-

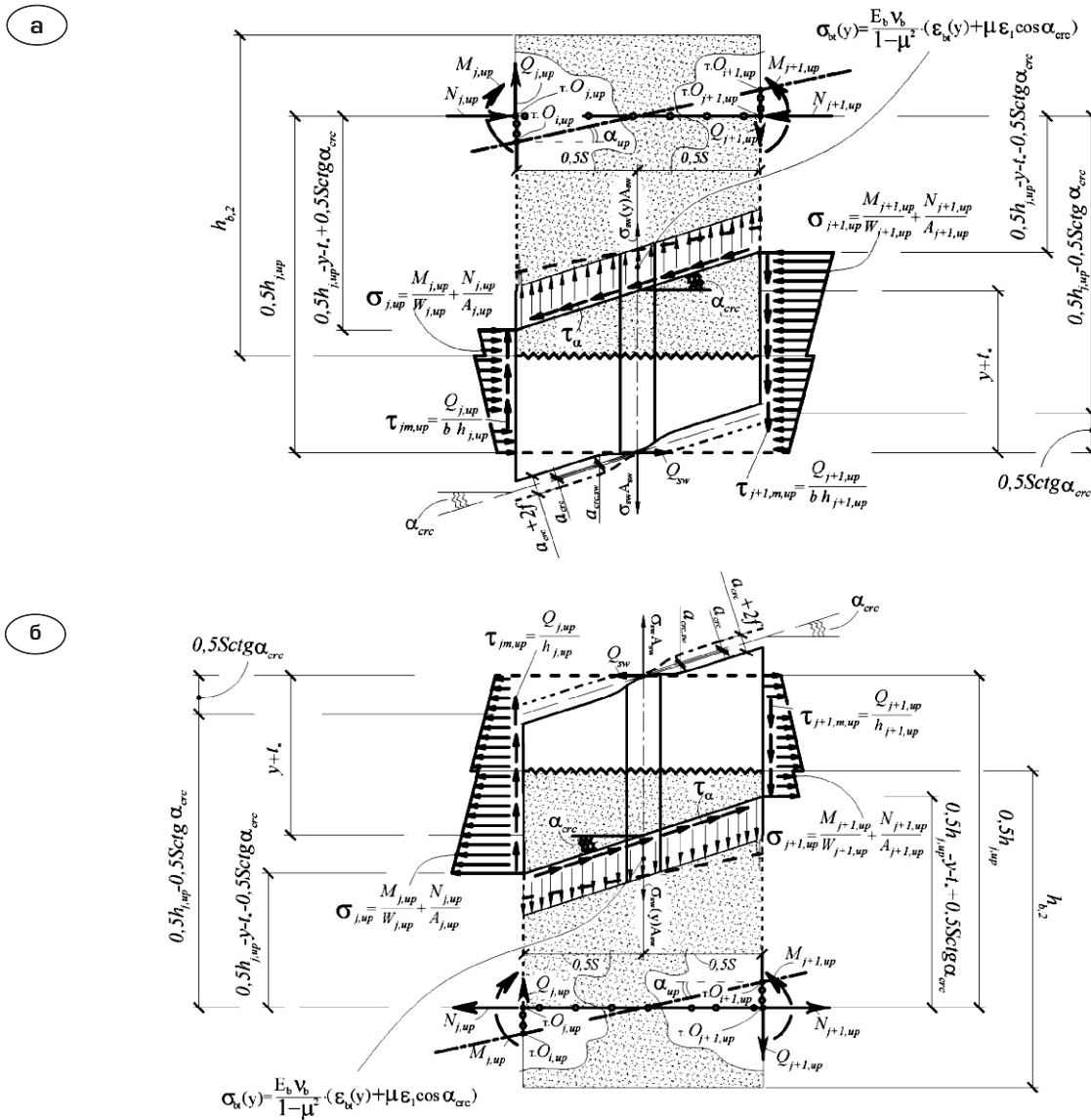


Рис. 4. Расчетная схема к определению деформаций растянутого бетона $b_t(y)$ между наклонными трещинами первого, второго и третьего типов в железобетонной составной конструкции:
а – случай 1; б – случай 2

вестных методик), а несколько уровней трещинообразования:

- $l_{crc} < l_{crc,1}$ трещин нет;
- $l_{crc,1} < l_{crc} < l_{crc,2}$ первый уровень;
- $l_{crc,2} < l_{crc} < l_{crc,3}$ второй уровень; . (21)
-
- $l_{crc} < 6t$ последний уровень.

Расстояние между трещинами является важнейшим параметром, необходимым для определения ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях. Из физических соображений в формуле для определения ширины раскрытия трещин логично использовать уров-

невое (дискретное) значение l_{crc} в соответствии с неравенствами (12) и (21).

При наличии расстояний между трещинами вдоль продольной арматуры в пролете «среза» на различных уровнях их трещинообразования и усилиями в продольной арматуре в местах ее пересечения трещинами несложно определить напряжения в продольной арматуре s_x , а также деформации в бетоне $b_t(x)$ и относительные взаимные смещения арматуры и бетона $g(x)$ в произвольном сечении x [4]. Для составления соответствующих условий равновесия вырезаемый железобетонный элемент в окрестности трещины (рис. 3) в первом приближении может рассматриваться как центрально растянутый.

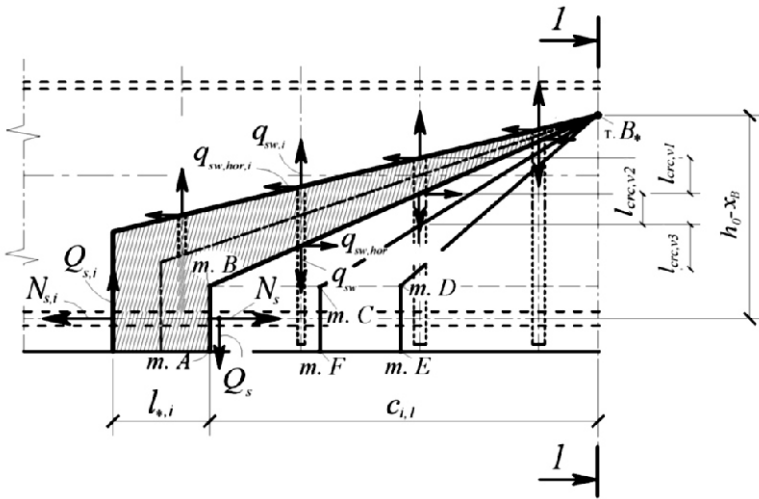


Рис. 5. Расчетная модель для определения усилий в продольной и поперечной арматуре в трещинах, образующих веер 1, прилегающий к сосредоточенной силе

Располагая уровнями трещинообразования вдоль продольной арматуры в пролете «среза», можно построить вероятный веер трещин первого и второго типов, прилегающий к сосредоточенной силе. Степень реализации трещин веера 1 (пересекут ли эти трещины поперечную арматуру, либо ее будет пересекать только опасная наклонная трещина) определяется напряженно-деформированным состоянием вдоль хомутов на основании расчетной схемы, приведенной на рис. 4, которая соответствует расчетной модели (рис. 5), из которой следует, что, располагая усилиями в продольной и поперечной арматуре в опасной наклонной трещине, несложно получить такие усилия и в соседней наклонной трещине веера 1. Для заштрихованной на рис. 5 арки составляются уравнения равновесия моментов относительно точки B ($M_B = 0$) и уравнения равновесия проекций всех сил на ось OY ($OY = 0$):

$$N_{S,i}(h_0 - x_B) - N_S(h_0 - x_B) - Q_{S,i}(l_{i,1} - c_{i,1}) - Q_S c_{i,1} - q_{sw,i} \cdot 0,5(l_{i,1} - c_{i,1})^2 - q_{sw} \cdot 0,5c_{i,1}^2 = 0; \quad (22)$$

$$q_{sw,i,hor} \cdot 0,5(l_{i,1} - c_{i,1})^2 - q_{sw,hor} \cdot 0,5c_{i,1}^2 = 0; \quad (23)$$

В этих уравнениях неизвестными являются $N_{S,i}$ и $q_{sw,i}$. При этом $Q_{S,i}$ равняется $0,2N_{S,i}$, а $q_{sw,i,hor} = 0,2q_{sw,i}$.

Следует отметить, что в первом приближении при составлении соответствующих условий равновесия вырезаемый железобетонный

элемент в окрестности трещины может рассматриваться как центрально растянутый стержень.

В рассматриваемой расчетной модели в точке B безусловно созданы идеализированные условия (предположив, что площадь бетона в этой точке стремится к нулю). Однако, если даже положить, что эта площадь имеет место и в точке B появится шарнирно-неподвижная опора с соответствующими реакциями N_B и Q_B , то на моментном уравнении (22) это никак не отразится, а в уравнение проекций (23) войдет лишь Q_B . При этом учитывая, что поперечная сила в сечении I–I распределяется большей своей частью над и под наклонной трещиной, то ее часть, прилегающая к окрестности точки B, будет весьма незначительной, что вполне оправдывает принятую расчетную модель на рис. 5.

Последовательно перемещаясь от одной трещины к другой, используемая расчетная модель позволяет определить усилия в продольной и поперечной арматуре в любой трещине из веера 1 из уравнений, аналогичных (21) и (22).

В итоге представляется возможным получение полного напряженно-деформированного состояния и картины трещинообразования с учетом их истории (количество уровней трещинообразования) в пролете «среза» железобетонных составных конструкций.

- [1] Гольшев А.Б. Сопротивление железобетона: монография / А.Б. Гольшев, В.И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.
- [2] К определению деформаций растянутого бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций по наклонным сечениям / [Х.З. Баширов, А.А. Дородных, Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Н.В. Усенко] // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 6(245). – С. 2–7.
- [3] Усенко Н.В. Образование наклонных трещин третьего типа в железобетонных составных конструкциях / Н.В. Усенко, И.А. Яковенко, В. И. Колчунов // Будівництво України. – 2013. – № 2. – С. 24–28.
- [4] Колчунов В.И. Разработка двухконсольного элемента механики разрушения для расчета ширины раскрытия трещин железобетонных конструкций / В.И. Колчунов, И.А. Яковенко // Вестник гражданских инженеров. – Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 2009. – № 4(21). – С. 160–163.

Надійшла 28.11.2013 р.

ТРИВАЛІ ВИПРОБУВАННЯ З ГРИБОСТІЙКОСТІ СВІТЛОПРОЗОРОЇ ПЛІВКИ ETFE У БУДІВЕЛЬНИХ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЯХ

Вихідні аспекти щодо небезпеки ураження мікроскопічними грибами, або мікроміцетами (плісеневими грибами) фторполімерних елементів огорожувальних систем, що кріпляться на металевих підконструкціях, були висвітлені у роботах [1, 2].

Досліджувались будівельні вироби для систем на основі світлопрозорої плівки з етилен-тетрафторетилену (ETFE). Це системи плівкових покрівель і фасадів у вигляді одношарових попередньо розтягнутих полотен і багатошарових повітроопорних подушок на контурі з алюмінієвих стрижнів, що застосовуються замість традиційного скла в будівлях і спорудах різноманітного призначення – аквапарки, басейни та спорт-центри, ботанічні сади та зоопарки, залізничні вокзали та автостанції, виставкові та виробничі будівлі, дослідні, медичні та культурно-освітні заклади, житлові будинки, офісні та торговельно-розважальні комплекси тощо.

Плівкові системи в архітектурно-виразних і художньо-витончених формах відтворюють переважно над атріумами, на світлопрозорих фасадах і куполах. Легкі огорожувальні системи є особливо ефективними у разі обпирання на проміжну металоконструкцію та основний сталевий каркас (рис. 1).

Такі вироби мають задовольняти основні вимоги до споруд згідно з Директивою Ради 89/106/ЄЕС [3] і Технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд [4], а саме:

- вимога № 1 (механічна міцність і стійкість споруд або їх частин);
- вимоги № 2 (пожежна безпека), № 3 (гігієна, здоров'я та захист довкілля), № 4 (безпека у використанні);
- вимоги № 5 (захист від шуму) і № 6 (економія енергії та збереження тепла) стосуються тільки багатошарових систем.

Здатність задовольняти основні вимоги залежить від особливостей конструкцій. Плівкові елементи в пневмоподушках можуть сприймати місцеві навантаження згідно з механічними показниками матеріалу та заданими геометричними параметрами. Форма пневмоподушок під-



М.Л. Гринберг

головний інженер
ДП Науково-технічний центр оцінки відповідності в будівництві «БУДЦЕНТР», аудитор системи сертифікації УкрСЕПРО, к.т.н



А.Г. Суббота

керівник випробувальної лабораторії грибостійкості та мікробіологічних досліджень технічних, медичних виробів і матеріалів Інституту мікробіології і вірусології ім. Д.К. Заболотного НАН України, канд. біол. наук



А.І. Чуєнко

провідний інженер випробувальної лабораторії грибостійкості та мікробіологічних досліджень технічних, медичних виробів і матеріалів Інституту мікробіології і вірусології ім. Д.К. Заболотного НАН України



С.М. Остапюк

провідний інженер відділу хімії олігомерів і сітчастих полімерів Інституту хімії високомолекулярних сполук НАН України



О.М. Цибульський

керівник групи
ДП Науково-технічний центр оцінки відповідності в будівництві «БУДЦЕНТР»

тримується внутрішнім тиском, завдяки чому вони передають на контурні стрижні та каркас вагові та вітрові навантаження, наприклад від водяних і снігових мішків, а також від попереднього напруження (рис. 2).

Можливе одностороннє тяжіння, зокрема через падіння тиску в суміжній подушці, втрату попереднього напруження та проектної міцності. Тому плівка не може взяти на себе частину загальних навантажень на каркас, навіть як диск жорсткості. Стійкість металевих стрижнів

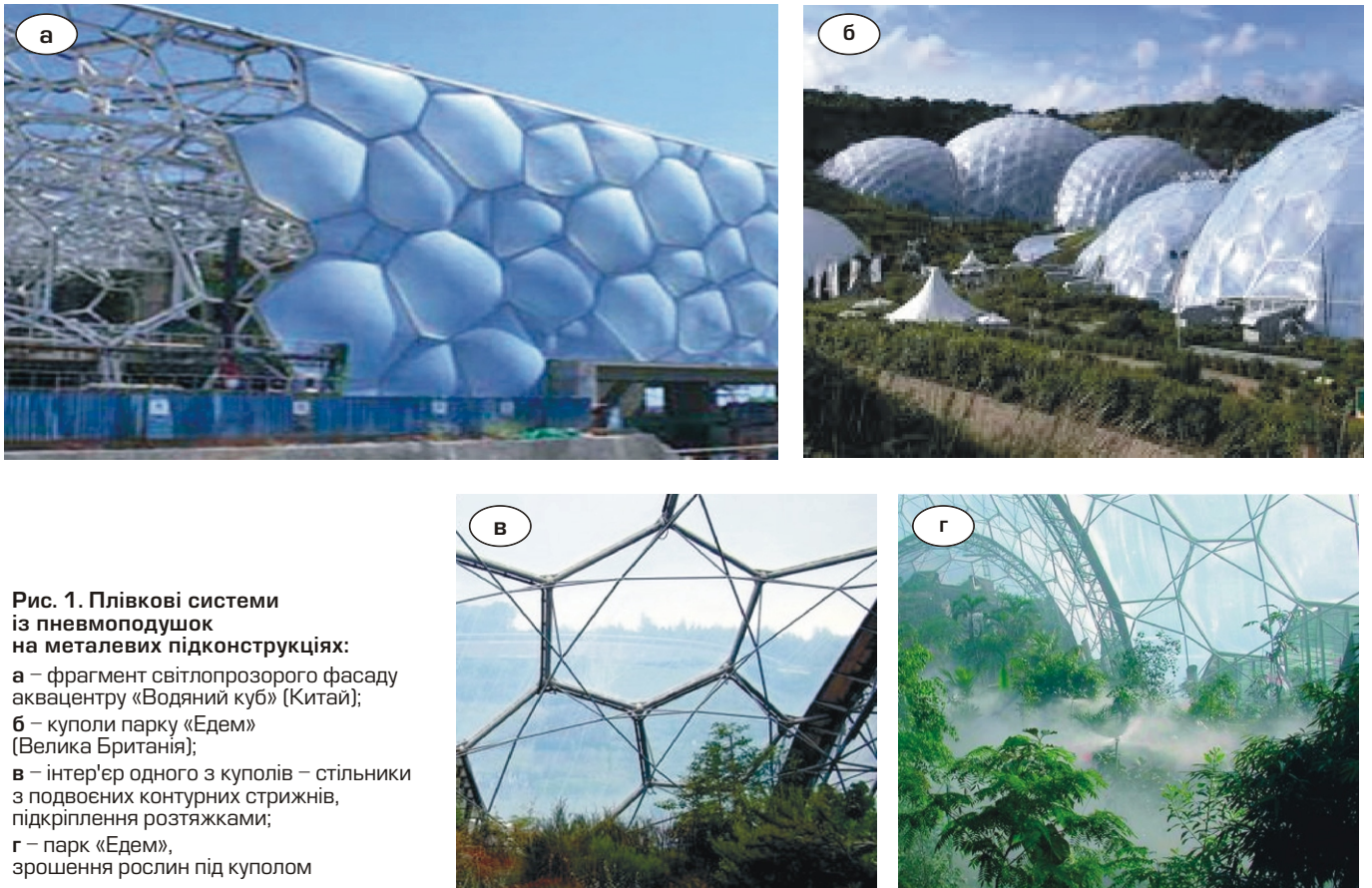


Рис. 1. Плівкові системи із пневмоподушок на металевих підконструкціях:
а – фрагмент світлопрозорого фасаду аквацентру «Водяний куб» (Китай);
б – куполи парку «Едем» (Велика Британія);
в – інтер'єр одного з куполів – стільники з подвоєних контурних стрижнів, підкріплення розтяжками;
г – парк «Едем», зрошення рослин під куполом

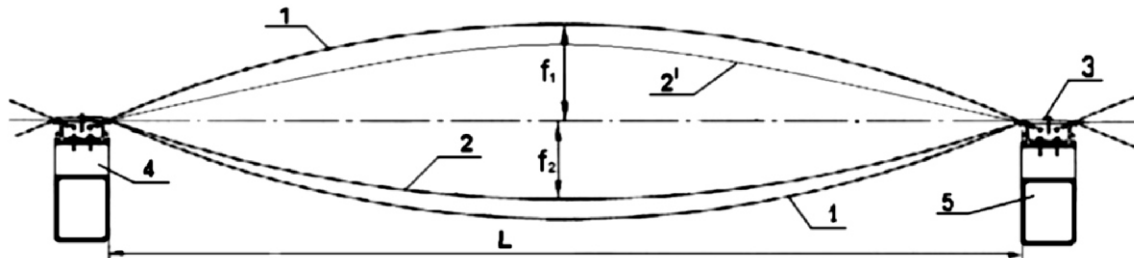


Рис. 2. Типова схема огорожувальної конструкції із повітропорних подушок на основі плівки ETFE:

1 – зовнішні шари (пояси) зі стрілою підйому (провису) $f_1 = L/10$, де L – прогін у робочому напрямку; **2** – внутрішній шар із можливою зміною положення ($2'$) для керування інсоляцією приміщень, $f_2 = L/15$; **3** – контурний стрижень зі складеного профілю, пресованого з алюмінієвих сплавів; **4** – підставка-столік під огорожувальну систему; **5** – елемент основної несучої металоконструкції (каркаса)

(контурних й основного каркаса) має забезпечуватися без підтримки з боку плівкових елементів. Таким чином, плівка ETFE не бере участі у задоволенні основної вимоги № 1.

Щодо вимог № 2 та № 6 для ETFE можна отримати всебічну інформацію з європейських джерел, наприклад [5], стосовно реакції на вогонь (важкозаймистий матеріал), падіння палаючих крапель або часток (не спостерігається) тощо. А що стосується вимоги № 3, то нам відомі лише дані про емісію шкідливих речовин з плівки. Про небезпеку її ураження мікроміцетами не повідомляється, хоча є приклади засто-

сування плівки ETFE за умов високої вологості повітря (рис. 1, г), що може спричинити розвиток мікроміцетів на плівці.

Проблема грибостійкості фторполімерних елементів тентових і плівкових огорожувальних систем на металевих підконструкціях досліджується нами у зв'язку з їх впровадженням у 2011–2013 рр. на інженерних спорудах та інших об'єктах України (рис. 3).

Для тентового навісу над трибунами НСК «Олімпійський» (рис. 3, а) було застосовано напівпрозору скловолокнисту тканину з покриттям із політетрафторетилену (PTFE). Згідно з

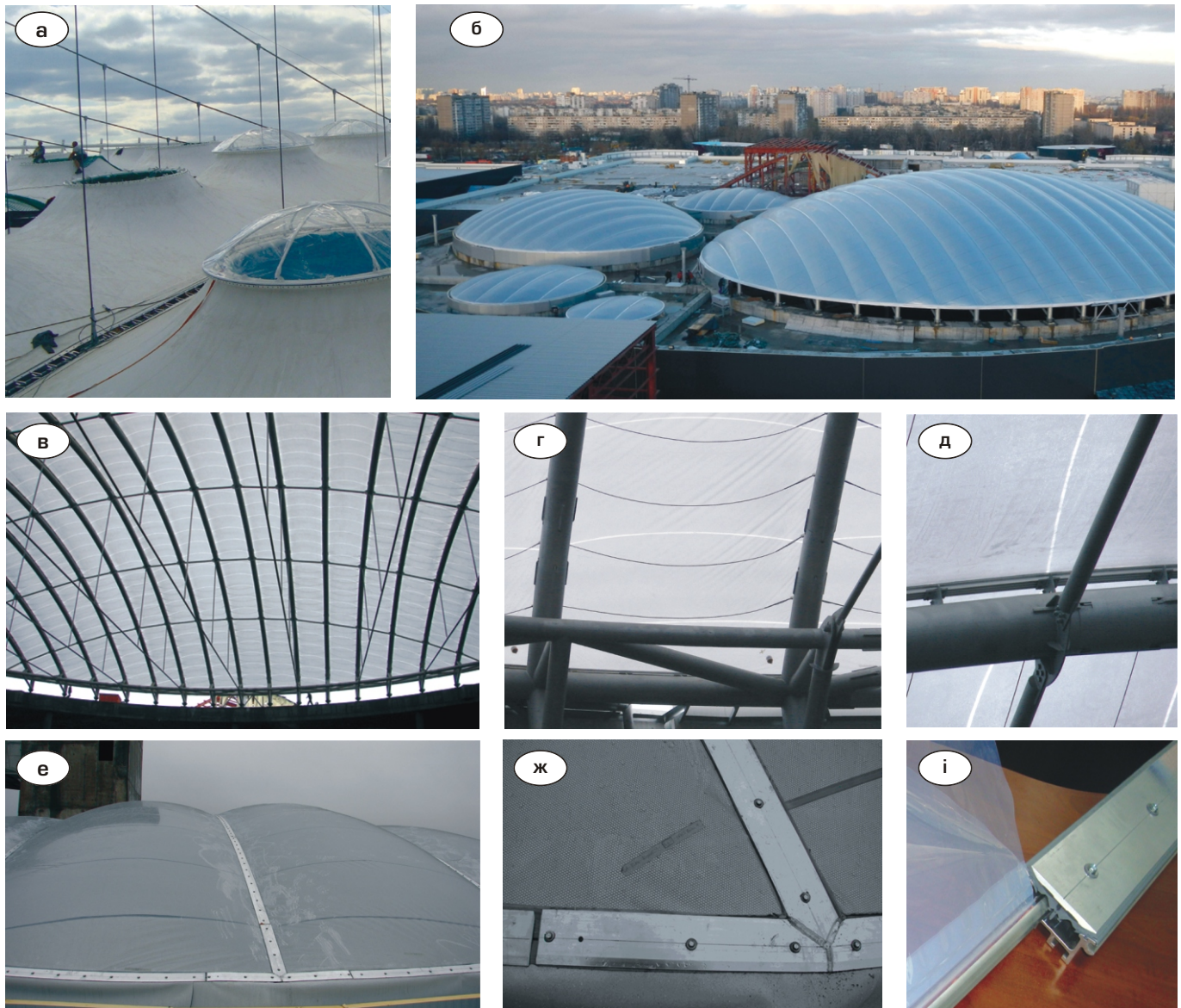


Рис. 3. Фторполімерні покрівлі на об'єктах м. Києва:

а – тентова тканина з покриттям із РТФЕ (навіс на НСК «Олімпійський»); **б** – пневмоподушки з плівки ЕТФЕ над атріумами ТРК «Республіка»; **в** – несуча система – сталеві трубчасті арки із затяжками та без, між якими натягнуто пневмоподушки довжиною на прогін арок; **г** – абрис перерізу подушки (між арками в зоні їх спирання) по зовнішньому шару плівки ЕТФЕ – зварними швами, орієнтованими уздовж робочого зусилля (опуклі криві, білясті на просвіт) і по внутрішньому шару – провислими страхувальними тросиками; клапани на нижньому шарі, запобіжні та нагнітальні щодо тиску; **д** – спирання на арку контурного стрижня зі складеного алюмінієвого профілю для захвату крайок пневмоподушок; **е** – фрагмент покрівлі із плівкових подушок із контурними стрижнями; **ж** – вузол із заводським зварюванням профілів з алюмінієвого сплаву; **і** – відрізок окрайки з окантувальним шнуром і місцевим підсиленням додатковими шарами плівки, вставлений у напрямну контурного профілю

технічними умовами на постачання матеріалів строк служби покриття із РТФЕ – 10 років за певними характеристиками – напівпрозорість, водонепроникність (гладі та зварних швів), у т.ч. у разі утворення плісняви, тощо. Враховуючи розташування тентової тканини, стійкість покриття з РТФЕ до плісневих грибів тлумачилася не як безпосереднє забезпечення в сенсі основної вимоги № 3, а як умова його довговічності та попередження деструкції зі зниженням функціо-

нальних показників (напівпрозорості, водонепроникності) [6].

В інших конкретних об'єктах реалізуються покрівлі на основі згаданої світлопрозорої плівки з етилететрафторетилену (ЕТФЕ) (рис. 3, б–і). За літературними даними, такі фторвмісні полімери є достатньо стійкими до атмосферного, температурного та хімічного впливу завдяки своїм механічним і протипожежним показникам [7].

На відміну від тлумачення стійкості покриття з PTFE до плісневих грибів у завданні на випробування з грибостійкості плівки ETFE в пневмоподушках та її з'єднань як потенційних місць ураження [1, 2] виходили переважно з точки зору безпосереднього задоволення основної вимоги № 3. Для цього дослідили можливість росту мікроміцетів на плівці ETFE і їх впливу на гігієнічний стан і здоров'я людей. Також оцінювали аспекти довговічності щодо фізико-механічних і хімічних показників за умов підвищеної вологості повітря при постійній температурі під час випробувань протягом 28 діб.

Головною особливістю мікроміцетів є їх легке пристосування до різних умов навколишнього середовища і різних виробів та матеріалів, у т.ч. і до полімерів [8, 9]. В основі механізму адаптації до екологічних умов лежить здатність виділяти ряд позаклітинних ферментів і органічних кислот, що руйнують різні матеріали [10].

Спори грибів осідають на поверхні матеріалів разом із пилом. У разі конденсаційної вологості, атмосферних опадів або високої відносної вологості повітря починається процес їх проростання. Основою вегетативного тіла грибів є міцелій, що складається з розгалужених тонких ниток – гіф завтовшки від 5 до 15 мкм. Інтенсивність спороношення гриба залежить від його видової належності, субстрату (джерела живлення) та умов довкілля.

Значна кількість видів мікроміцетів розмножується за допомогою спор або конідій. Потрапивши на субстрат та закріпившись до нього, спора, конідія або частинка міцелію може дати початок новій колонії. У деяких грибів кожна із спороносних структур може утворювати декілька тисяч спор кожні 2–7 діб, побачити їх можна лише за допомогою мікроскопа. Вони є різноманітними за формою, кольором та розміром (від 1,5 до 20 мкм), мають високу стійкість до сонячного світла та недостатньої кількості кисню, деякі з них зберігають свою житте-

здатність до 10 років, витримуючи коливання температури від -5 до $+60$ °С. Відносна вологість повітря від 60 % і вище призводить до мікологічного пошкодження субстрату, яке посилюється з підвищенням температури [11].

Найчастіше біодеструкцію виробів і матеріалів спричиняють мікроскопічні гриби з родів *Alternaria*, *Aspergillus*, *Chaetomium*, *Fusarium*, *Raecilomyces*, *Penicillium*, *Rhizopus*, *Trichoderma*. Деякі автори вважають, що в разі природного або штучного старіння плівок вплив грибів може призвести до підсилення деструкції навіть грибостійкого матеріалу [7, 9].

У процесі життєдіяльності через обростання матеріалу міцелієм гриби завдають різнохарактерного ушкодження: механічного – проникнення гіф у товщу матеріалу і хімічного – через виділення метаболітів різного хімічного складу [10]. До того ж значна кількість родів мікроміцетів є продуцентами мікотоксинів та збудниками мікозів у людини [12, 13].

Для запобігання біонебезпечній ситуації та проблем, пов'язаних з її усуненням, необхідне обов'язкове проведення випробувань із грибостійкості нових будівельних виробів в умовах, наближених до реальних. Раніше [1, 2] нами було досліджено упродовж 28 діб грибостійкість трьох зразків плівки ETFE (рис. 4):

- одношарова без шва (зразок № 1);
- одношарова зі швом (зразок № 2.2.1);
- двошарова з окантуванням шнуром і склеєним у 4 шари крайком, що на будівельному майданчику розміщують у замкнутому металевому профілі (зразок № 2.2.2).

Зразки варіанта «Дослід» обробляли суспензією конідій 10-ти тест-культур мікроскопічних грибів у розчині мінеральних солей. Після 28-денних випробувань на поверхні всіх зразків чітко було видно неозброєним оком розвиток грибів, які вкривали більше 25 % поверхні, що оцінено у 5 балів – максимальний бал ураження за шкалою ГОСТ 9.048 [14] (рис. 5).

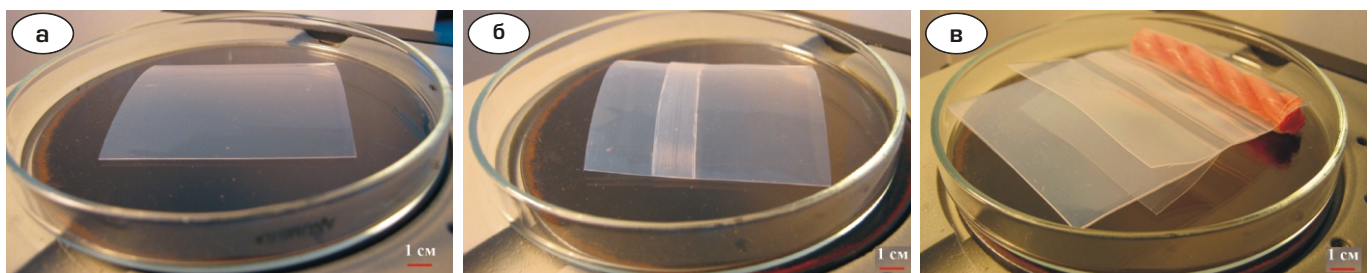


Рис. 4. Зовнішній вигляд зразків плівки ETFE до початку випробувань із грибостійкості:
а – № 1; б – № 2.2.1; в – № 2.2.2

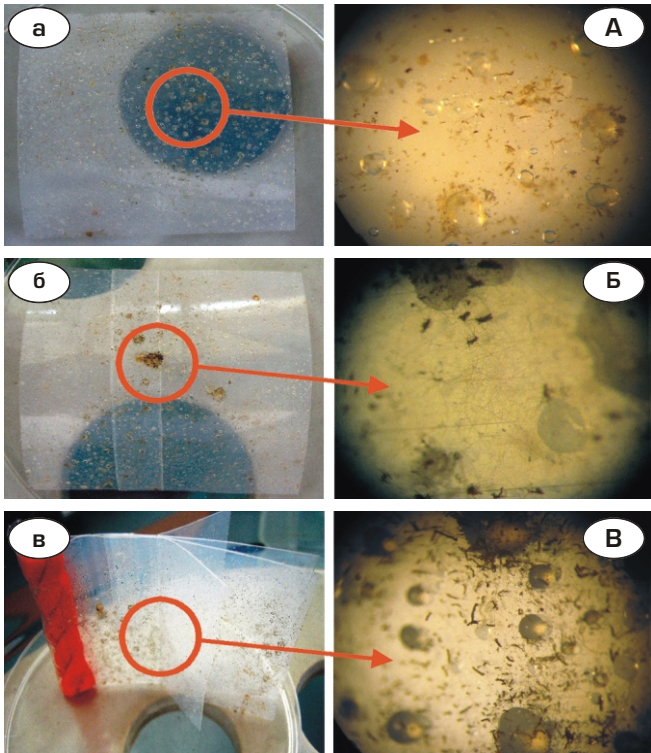


Рис. 5. Стан поверхонь зразків плівки ETFE, штучно уражених тест-культурами мікроміцетів, варіант «Дослід» після 28 діб випробування з грибостійкості: а – зразок № 1; б – зразок № 2.2.1; в – зразок № 2.2.2 (червоним позначено колонії грибів в полі зору під мікроскопом); А, Б, В – мікрофото спороношення та павутинний міцелій, що розвинуті інтенсивніше у краплі конденсату (збільшення у 28 разів)

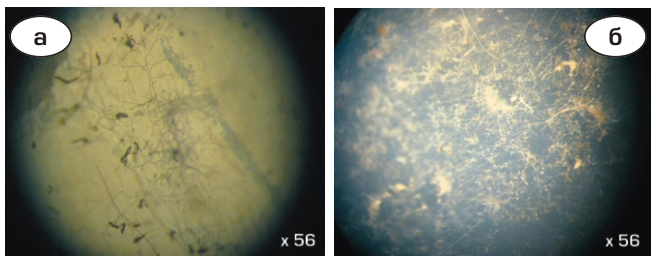


Рис. 6. Стан поверхні зразка № 2.2.2 плівки ETFE варіанта «Дослід» після 28 діб випробування до (а) і після (б) знезараження 70 %-м етанолом

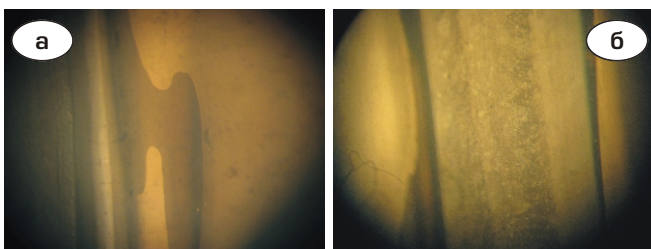


Рис. 7. Накопичення води на межі «зварний шов–плівка» у досліджених зразках плівки ETFE (варіант «Контроль 1») після 28 діб випробування з грибостійкості: а – № 2.2.1; б – № 2.2.2

Після знезараження 70 %-м етиловим спиртом зовнішніх поверхонь плівки спостерігалось погіршення її прозорості через розростання на поверхні тонкого мікроскопічного міцелію (рис. 6, б). Ретельне очищення зразків № 1, № 2.2.1 і № 2.2.2 від міцелію виявило відсутність видимих ознак руйнування або пошкодження, що підтвердилось при огляді їх поверхонь під мікроскопом при збільшенні у 28, 56 разів. Однак при огляді контрольної групи зразків № 2.2.1 та № 2.2.2 (варіант «Контроль 1») встановлено, що на межі «зварний шов–плівка» відбувається накопичення конденсаційної води (рис. 7).

Наприкінці експерименту (28 діб) порівнянням стану фрагментів групи «Дослід» із контрольними було виявлено, що підвищена вологість повітря погіршує грибостійкість плівки в разі її мінерального забруднення, яке є єдиним джерелом живлення для мікроміцетів, оскільки гриби не пошкодили матеріал плівки. Ризик її деструкції може бути вірогіднішим, якщо продовжується вплив мікроміцетів на зразки. Для перевірки цієї версії випробування має бути тривалим.

На наступних етапах досліджень простежувався розвиток мікроскопічних грибів на заданих зразках упродовж 140 діб та визначався ступінь обростання їх грибами, вивчався вплив мікроскопічних грибів на компонентний склад зразків плівки ETFE методом ІЧ-спектроскопії.

Результати експерименту у групі «Дослід» на 140 добу засвідчили інтенсивність росту мікроскопічних грибів майже в десять разів у порівнянні зі станом на 14 добу, тобто перша генерація грибів розсіялася. Краплі конденсату, наявність яких спостерігалась спочатку випробування, були повністю використані і заповнені спороносними структурами (рис. 7, а). Конденсат підтримував життєдіяльність грибів упродовж 140 діб, і міцелій грибів розрісся по обох сторонах фрагментів одношарової плівки зразка № 1, на зразках плівки одношарової зі швом № 2.2.1 і плівки двошарової зі шнуром № 2.2.2. Їх грибостійкість було оцінено максимальним балом ураження вже на 14 добу експерименту. Після 140 діб інтенсивність росту грибів на верхніх фрагментах значно зростає (рис. 8).

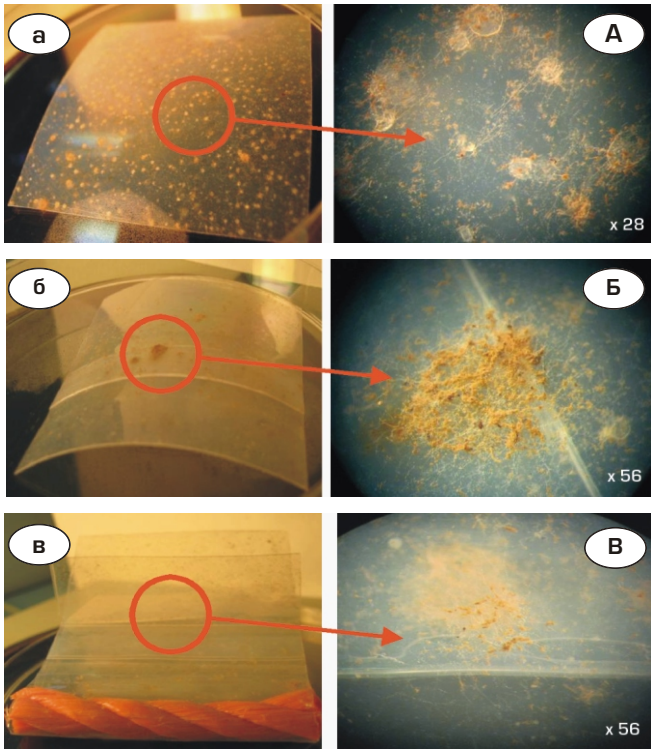


Рис. 8. Вигляд групи зразків плівки ETFE варіанта «Дослід» після 140 діб випробування з грибостійкості:

а, б, в – фрагменти зразків № 1, № 2.2.1 та № 2.2.2 (червоним позначено зони спостереження під мікроскопом при збільшенні в 28 і 56 разів); А, Б, В – мікрофото спороношення мікроскопічних грибів на поверхні фрагментів зразків № 1, № 2.2.1 та № 2.2.2 відповідно

Слід зазначити, що при штучному зараженні мікроскопічними грибами в умовах високої вологості повітря у варіанті «Дослід» згідно з фактично отриманими результатами через 140 діб випробування спостерігалось значне обростання міцелієм плівки ETFE.

Інтенсивність колонізації фрагментів свідчить про те, що плівка не чинить опору зростанню мікроміцетів. Після ретельного очищення міцелію не було виявлено ніяких видимих ознак руйнування поверхні плівки або пошкодження ні візуально, ні при збільшенні у 56 разів (як і в експерименті упродовж 28 діб). Огляд дослідних зразків № 1, № 2.2.1 і № 2.2.2 показав відсутність спороносних структур на зовнішніх поверхнях плівки.

Випробування з грибостійкості зразків плівки ETFE було доповнено визначенням вірогідних змін у їх компонентному складі за допомогою методу ІЧ-спектроскопії (рис. 9). Встановлено, що під час експозиції штучно зараженої мікроскопічними грибами плівки ETFE в умовах підвищеної відносної вологості

повітря та температури, оптимальної для їх інтенсивного розвитку, змін у хімічному складі зразків не відбулося. Отримані результати підтверджують, що використання мікроміцетами дослідженого матеріалу як джерела живлення не сталося навіть після збільшення строку їх впливу до 5 місяців.

Таким чином, зразок плівки ETFE не можна вважати таким, що витримав випробування на грибостійкість в умовах, що імітують мінеральне забруднення. Плівка зразка може ушкоджуватися плісеневими грибами, тобто не є токсичною для них і має здатність накопичувати і зберігати на поверхні конденсаційну вологу, що сприяє інтенсивному росту тест-культур протягом 140 діб. Мікроскопічні гриби в умовах мінерального забруднення, за відносної вологості повітря вище 90 % і температури біля 30 °С (подібні умови підтримують, наприклад, в оранжереях тропічних культур) здатні накопи-

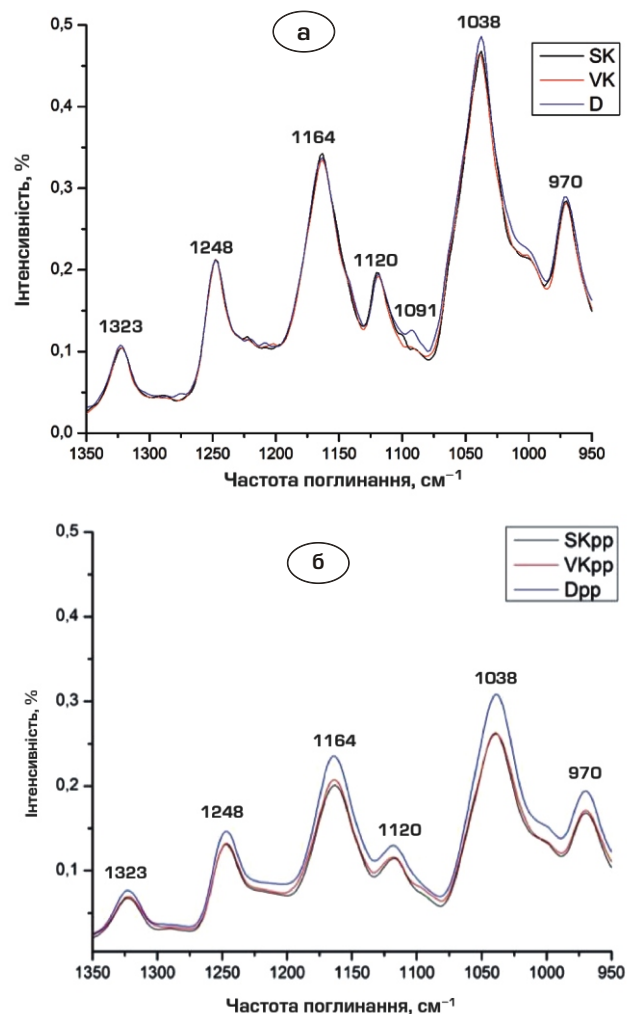


Рис. 9. ІЧ-спектрограма зразка плівки ETFE після впливу мікроскопічних грибів протягом 28 діб (а) та 140 діб (б)

чуватись на плівці, впливаючи на її прозорість, однак не руйнують плівку. Уражена мікроскопічними грибами, плівка може погіршувати санітарний стан приміщень.

Отже можна дійти висновку, що безпека огороджувальних конструкцій на основі плівки ETFE з точки зору задоволення основної вимоги до споруд № 3 (гігієна, здоров'я та захист довкілля) [3, 4] може бути пов'язана з оцінкою вірогідності біопшкоджуючої ситуації через ураження мікроміцетами. Аби унеможливити шкідливий вплив мікотоксинів і збудників мікозів під час виготовлення, переміщення, складування тощо плівкові елементи слід захищати від зовнішніх забруднень та, в разі потреби, контролювати та очищати. За умов, що сприяють розвитку плісневих грибів, необхідно передбачати спеціалізовані системи кондиціонування повітря.

За певних умов експлуатації можливе значне обростання плівки ETFE міцелієм. Це зменшує денне освітлення приміщень, що може ініціювати розроблення пристроїв для очищення плівки, зокрема в повітроопорних подушках. Аспекти розвитку мікроскопічних грибів на внутрішніх поверхнях, у т.ч. внутрішніх шарів подушок (рис. 2, поз. 2), потребують окремого дослідження.

Нами встановлено, що в нещодавно виготовленій плівці ETFE, підданій довготривалому впливу мікроміцетів, не відбулося біодеструкції як механічного, так і хімічного типу. Це означає, що вихідні показники міцності та деформативності не змінюються. Можна припустити, що вплив грибів на плівку після її багаторічної експлуатації буде більш деструктивним, що може стати темою подальших досліджень.

- [1] Международная научно-техническая интернет-конференция «Проектирование, изготовление и монтаж стальных конструкций. Опыт и перспективы развития»: <http://urdisc.com.ua/interconf.html>/Учасники/Проблеми технічної експлуатації, методи оцінки технічного стану та визначення залишкового ресурсу будівельних конструкцій//Про грибовостійкість світлопрозорої плівки ETFE у будівельних металокопункціях/Гринберг М.Л., Суббота А.І. – 21.10. 2013. – 7с.
- [2] Про грибовостійкість світлопрозорої плівки ETFE у будівельних металокопункціях/Гринберг М.Л., Суббота А.І., Чуєнко А.І.// Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – Випуск 12, 2013 р. – С. 58–70. (Видавництво «Сталь», Київ).
- [3] Council Directive 89/106/EEC of 21 December 1988 on the approximation of the laws, regulations and administrative provisions of the Member States relating to construction products. – OJ L40, 11.2.1989. – 12 p.
- [4] Технічний регламент будівельних виробів, будівель і споруд, затверджений постановою Кабінету Міністрів України від 20.12.06 № 1764.
- [5] P-BWU03-I-16.5.107 Prüfzeugnis vom: 31.01.2012 – Transparente oder weibe oder bedruckte oder in den RAL-Farben eingefärbte ETFE-Folie 'NOWOFLON ET-Folie 6235 Z' und transparente EFEP-Folie 'NOWOFLON EFEP-5000' als schwerentflammbarer Baustoff (Baustoffklasse DIN 4102-B1) nach Bauregelliste A, Teil 2, Ausgabe 2011/1, lfd. Nr. 2.10.2. – NOWOFLON Kunststoffprodukte gmbH Co. KG.
- [6] Пленки для специальных сфер применения // Пластик. – 2012. – Том 114; № 8. – С. 52–53.
- [7] Кряжев В.Д. Роль факторов климатического старения в оценке устойчивости полимерных материалов к действию микроскопических грибов / Д.В. Кряжев, В.Ф. Смирнов // Пластические массы. – 2010. – № 6. – С. 46–48.
- [8] Лугаускас А.Ю. Каталог микромицетов – биодеструкторов полимерных материалов / А.Ю. Лугаускас, А.И. Микульскене, Д. Ю. Шляужене. – Москва: Наука, 1987. – 341 с.
- [9] Lugauskas A. Micromycetes as deterioration agents of polymeric materials / A. Lugauskas, L. Levinskaite, D. Peculyte // International Biodegradation and Biodegradation of polymeric materials. – 2003. – № 52. – P. 233–242.
- [10] Коваль Э.З., Сидоренко Л.П. Микодеструкторы промышленных материалов. – К.: Наук. думка, 1989. – 192 с.
- [11] Биокоррозия металлов / И.А. Козлова, А.И. Пиляшенко-Новохатный, Н.Н. Жданова, А.Г. Суббота // Неорганическое материаловедение: Энциклопедическое издание в двух томах: Т.1 «Основы науки о материалах». – К.: ИПМ. – 2008. – С. 675–690.
- [12] Зайченко А.М. Макроциклические трихотеценовые микотоксины / А.М. Зайченко, Е.В. Андриенко, Е.С. Цыганенко – К.: Наук. думка, 2008. – 248 с.
- [13] Сергеев А.Ю. Грибковые инфекции / А.Ю. Сергеев, Ю.В. Сергеев. – Москва: Издательство БИНОМ, 2008. – 480 с.
- [14] ГОСТ 9.048-89. Изделия технические. Методы лабораторных испытаний на стойкость к воздействию плесневых грибов. Действующий от 1989-26-06. М.: Из-во стандартов, 1989. – 22 с.

Надійшла 31.01.2014 р.

НОВІ МОБІЛЬНІ СИСТЕМИ ЛИЖНИХ ТРАС У ВАЖКОДОСТУПНИХ МІСЦЯХ

Пропоновані унікальні конструктивні схеми лижних трас можуть бути розміщені в будь-яких умовах, у т.ч. у міському середовищі. В основу мобільних систем покладено новий стиль в архітектурі, відомий під назвою «параметризм», заснований на методах комп'ютерного програмування. В його основі взаємозв'язок усіх складових проекту, що забезпечує оптимальне управління всією системою в цілому за заданими параметрами проектування. Так функціональна кореляція окремих елементів системи, їх спільна робота і реакція на різні параметри проектування дають певну сукупність сценаріїв вирішення поставленого завдання в просторі і часі. Можна навести приклад подібної параметричної системи: на основі визначення параметрів сонячної активності, що впливає на будинок протягом року, створюється алгоритм і реалізує його система оптимального розміщення віконних прорізів і визначення їх розмірів, що, в свою чергу, забезпечує рівномірну освітленість і регулює інсоляцію всередині приміщень.

Таким чином, можна сказати, що архітектурний стиль параметризм – це репрезентація раціонального проектування комбінованої системи на основі оптимального проектування, де це можливо, і нових експертних систем у разі, якщо невідомі формалізовані методи і підходи.

Гнучкі трансформовані системи ще не набули широкого застосування через недостатній розвиток теоретичних досліджень і впровадження математичних методологій, а також слабкий розвиток функціонального проектування, відсутність відповідних експертних систем, недосконалість технологій виготовлення гнучких нелінійних конструкцій.

Однак, завдяки розвитку уточнених методів розрахунку сильно нелінійних конструкцій, методології оптимізації комбінованих параметричних систем, геометричного та дискретного моделювання, використання нових матеріалів почала розвиватися «кінетика» в архітектурі, яка досить тісно пов'язана з будівельною механікою та інженерною практикою.

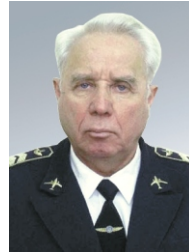
В останні роки можна спостерігати розвиток різних механічних інтерактивних систем, адаптованих до змін умов у життєдіяльності людини, починаючи від банальних розсувних дверей до «розумних» просторових пристроїв, які



Ю.В. Кайгородцев
співзасновник «KARarchitects»,
магістр архітектури
Dessau institute of architecture,
Німеччина



К.М. Цуман
співзасновник «KARarchitects»,
магістр архітектури
Dessau institute of architecture,
аспірант кафедри комп'ютерних
технологій КНУБА



В.К. Цихановський
головний науковий співробітник
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського»,
д.т.н., професор

формують задану геометрію, ґрунтуючись на відповідній поведінці людини.

Метою пропонованого проекту конструювання лижних трас є впровадження нових технологій в архітектуру і будівництво.

Проект «X-Sport Passage» повинен об'єднати та уніфікувати існуючі спортивні споруди. Якщо проаналізувати конструктивні схеми колишніх радянських парків і атракціонів, то можна переконатися, що ці конструкції жорстко закріплені до своїх місць і позбавлені можливості розвитку і просторового переміщення. На основі «X-Sport Passage» можна створювати парк, який буде розвиватися і трансформуватися в часі і просторі, а також спортивний курорт на обмеженій площі за умов відсутності природних умов, наприклад у центрі міста. Його інновація полягає в застосуванні параметричних методів в організації структури комплексу і конструктивних кінетичних адаптивних систем.

Параметричний підхід характеризується більш гнучкою системою взаємодії між гористотою місцевістю і функціональним призначенням самого курорту. При цьому, кінетичні пристрої

дають можливість реалізувати цю взаємодію більш природним способом, що узгоджується з життєдіяльністю людини.

Наведемо деякі аспекти структури пропонованого проекту «X-Sport Passage», який включає наступні основні частини:

- розвилки, які здатні до трансформування;
- динамічні бугри (могул), трампліни і пагорби;
- основний конструктивний каркас із зонтичних конструкцій (3-д парасольки), які можуть формувати власну конструктивно-морфологічну схему на будь-якій ділянці.

Розглянемо реальну конструкцію передбаченої мобільної конструктивної схеми проектування лижної траси, прив'язаної до гористої місцевості поблизу містечка Грюндельвальд, Швейцарія.

Перший етап – це визначення саме організаційної структури комплексу. Розроблений алгоритм визначає траєкторію треку, яка пов'язана з місцевістю.

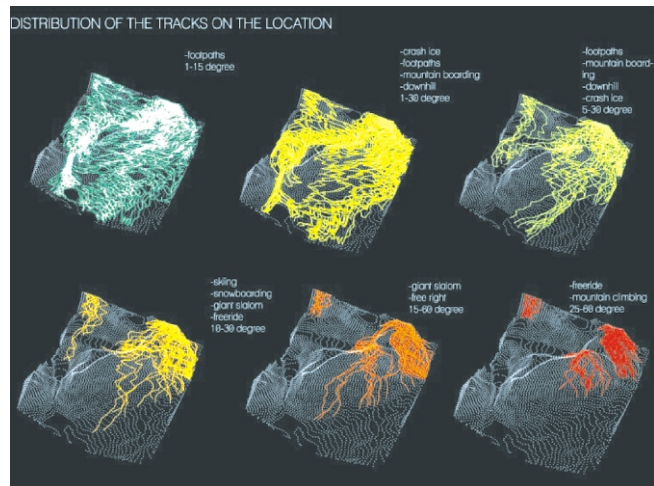


Рис. 1. Результат прорахунку трас за складністю

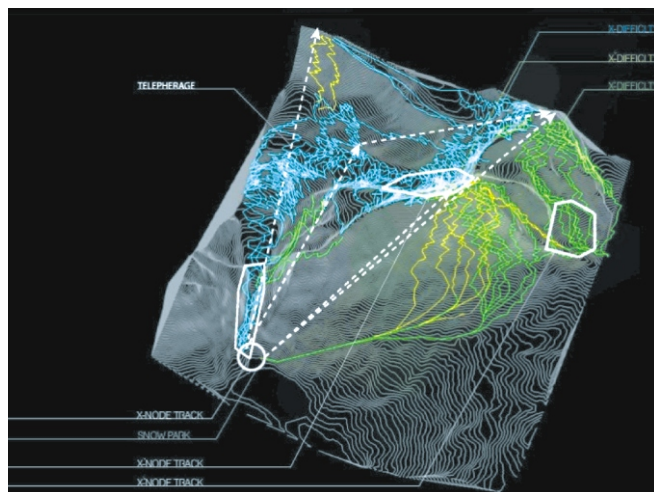


Рис. 2. Загальний вигляд ділянки з трасами

Використовуваний метод проектування базується на визначенні оптимального кута спуску на кожному відрізку ділянки з використанням диференційованого підходу трасування кожної окремої ділянки (рис. 1, 2).

Наступний етап оптимального проектування траси полягає в аналізі пропускної здатності і взаємного перетину напрямків трас із метою виявлення найбільш проблемних місць – найбільшого скупчення людей (рис. 3).

Потім встановлюються розвилки при перетині треків на зазначених ділянках, що дає можливість підвищити пропускну спроможність (рис. 4).

Для зменшення кількості необхідних пристроїв і комбінацій конструкцій у місцях розгалуження треків встановлюються системи, які здатні трансформуватися. Так, в одному вузлі траси в різні періоди часу завдяки відкриттю і закриттю створу можемо мати різні варіації проходження окремих ділянок.

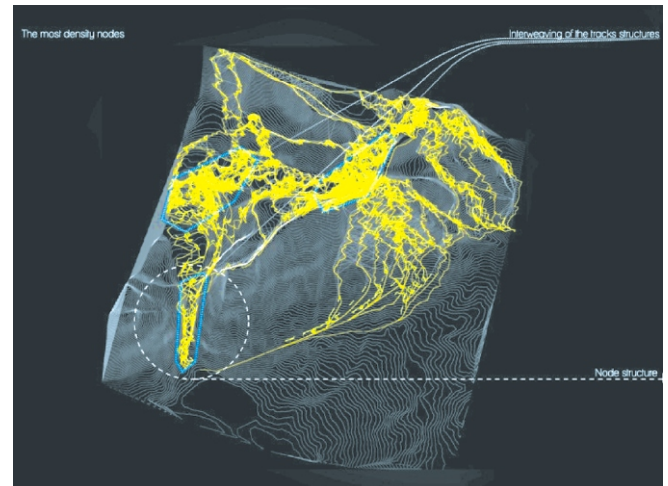


Рис. 3. Схема концентрації перетинів трас

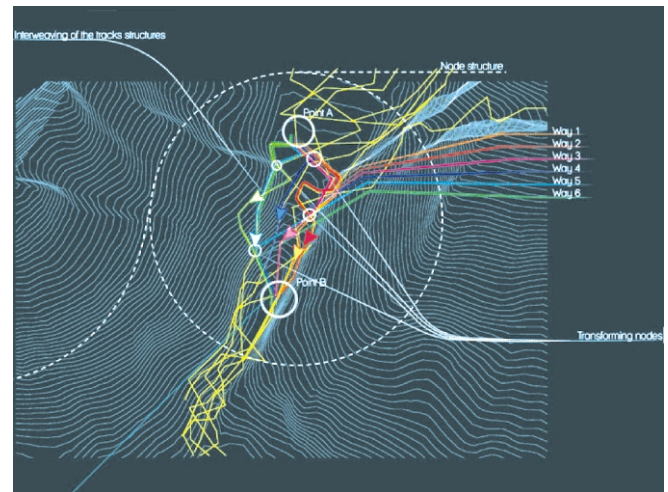


Рис. 4. Схема системи розв'язок

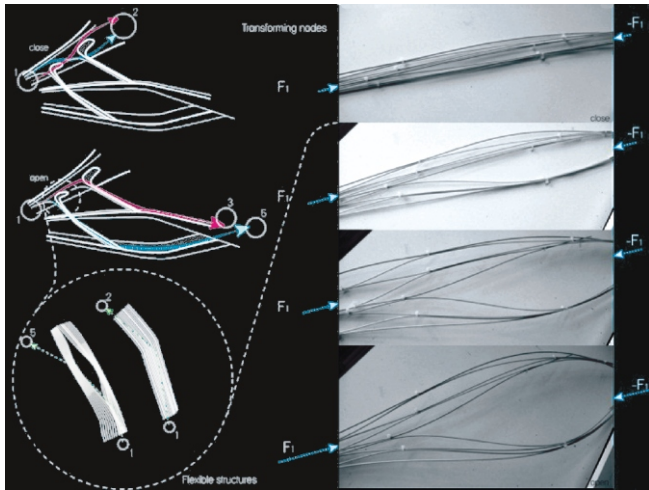


Рис. 5. Схема принципу роботи розвилок



Рис. 6. Макет розвилки

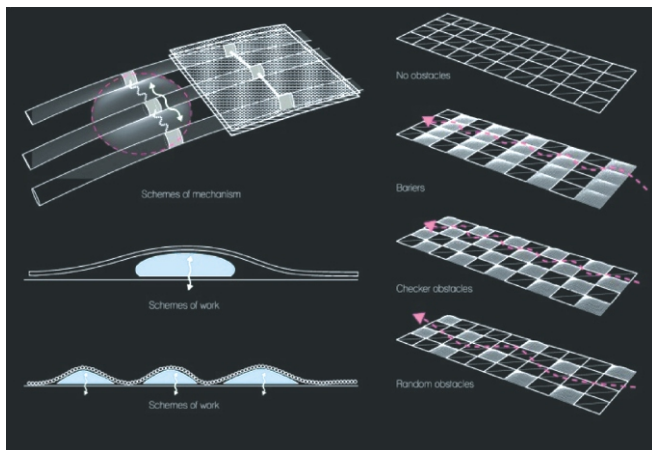
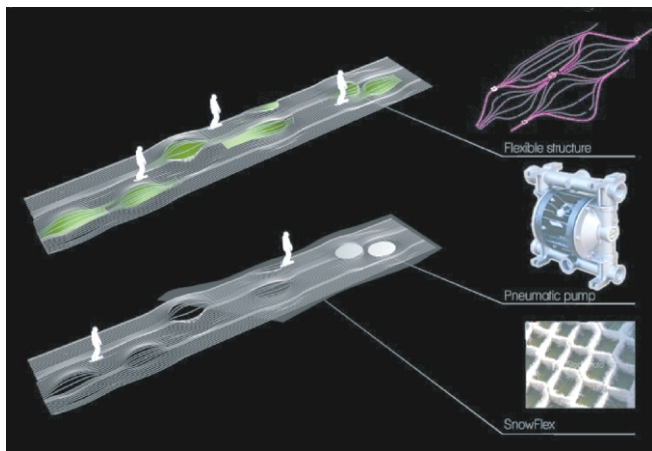


Рис. 7. Схеми принципу роботи могул траси

З урахуванням вищенаведеного і особливостей конструктивної схеми окремих треків траси по всій довжині забезпечують відповідні модифікації на основі дослідження гнучкості використуваних механічних систем.

Конструкції включають різні комбінації гнучких поліметалічних стрижнів із набором різних зв'язків. Це дає можливість збільшити за необхідності ширину треків, прийняту для загальної структури, в кілька разів у разі виникнення поперечних зусиль. Тобто при стисненні стрижнів ширина конструкції автоматично збільшується, при цьому відкривається додатковий створ. У стані спокою цей створ залишається закритим.

Система згідно з проектом піддається впливам, які викликають тільки пружні деформації, що дає змогу усім деформованим конструктивним елементам повертатися в початковий стан без залишкових деформацій. Така конструктивна схема забезпечує міцність, стійкість і надійність усіх елементів конструкцій у всіх станах, у т.ч. при зміні схем перетинів при перехресному проходженні різних ділянок (рис. 5, 6).

Конструкції, які складаються з комбінованих поліметалічних і пластмасових стрижнів, є визначальними для другого типу елементів траси (могул та трампліни). Цілі комбінації стрижневих конструкцій спираються на смуги пневматичних пристроїв, схеми розміщення яких передбачені проектом і ув'язані з морфологією запроєктованого типу траси, наприклад, розташування в шаховому порядку дає можливість імітації спуску типу слалом по могул і пагорбах схилу (рис. 7).

Завдяки гнучкості стрижневих систем вхідне покриття треку реагує на піддуви пневматичних пристроїв, тобто змінює його геометрію в заданих ділянках.

Стрижні конструкції треку підтримують покриття т.з. типу Snowflex, тобто покриття із спеціального матеріалу для ковзання, передбаченого для лижного катання в будь-яку пору року.

Таким чином, завдяки влаштуванню розвилок і системи могул можливо урізноманітнювати комбінації треків для катання з перешкодами за наявності пологого рельєфу і при обмеженій площі (рис. 8, 9).

Елементи конструкції основного третього типу, т.з. 3D-umbrella, призначені для розміщен-

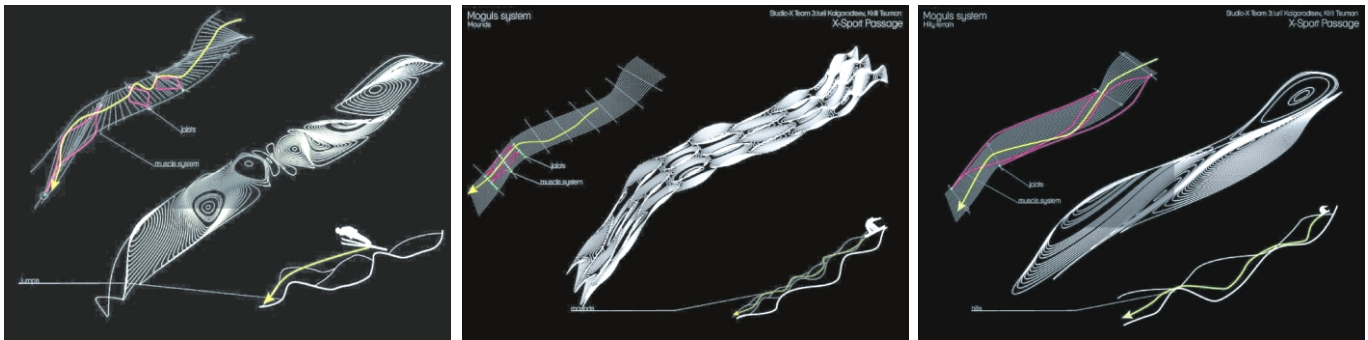


Рис. 8. Варіації формоутворення морфології траси могул

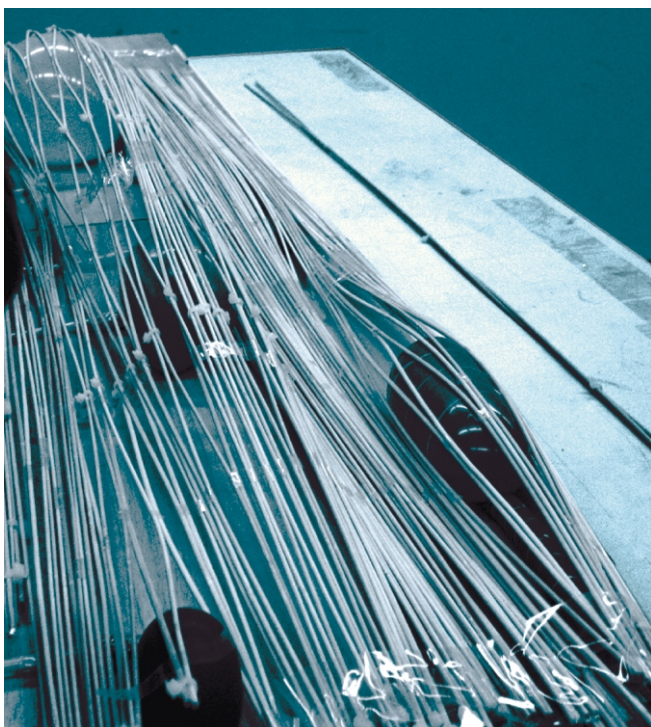


Рис. 9. Макет траси могул

ня лижного комплексу в міських умовах, які не пристосовані для лижних трас (рис. 10, 11). Компактність зазначеного конструктивного пристрою забезпечує простоту його транспортування. Наприклад, у залізничному вагоні може розміщуватися до 24 комплектів цієї конструкції.

Цей пристрій має форму шестикутника – найбільш оптимальної канонічної геометричної форми, виходячи з кола, що забезпечує максимально корисне використання одиниці площі і мінімальні витрати будівельного матеріалу, що забезпечує щільну комбінацію з сусідніми конструктивними парасолями. Конструкція механізму парасольки дозволяє більш гнучко комбінувати шестикутники завдяки повороту і зменшенню розмірів конструктивних стрижнів (спиць). Задаючи параметри ділянки, можна розрахувати кількість і розподіл пристроїв на заданій території. Таким чином, структура пристрою є універсальною і може бути розміщена як на лижному курорті, так і в якості додаткової кількості треків або розташуватися в центрі міста між будинками (рис. 12).



Рис. 10. Схема розташування у місті «3D-umbrella»



Рис. 11. Видягд у місті конструкції з «3D-umbrella»

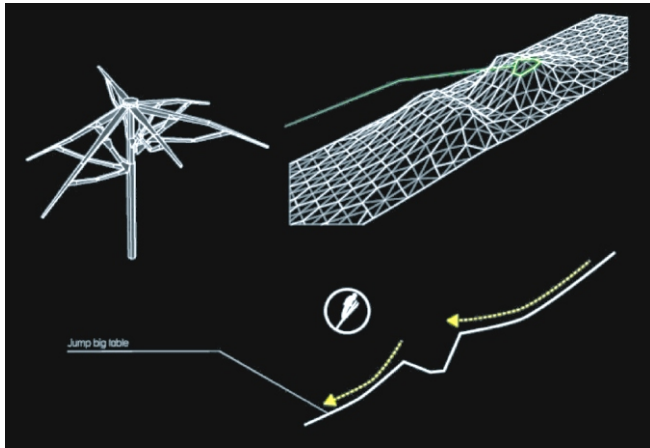


Рис. 12. Варіації формоутворення з «3D-umbrella»

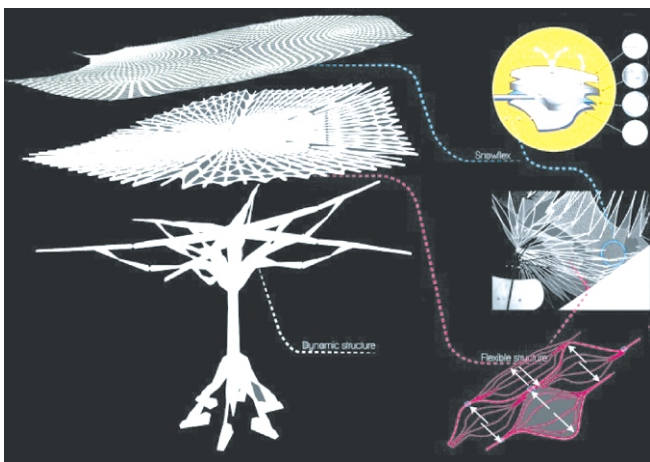
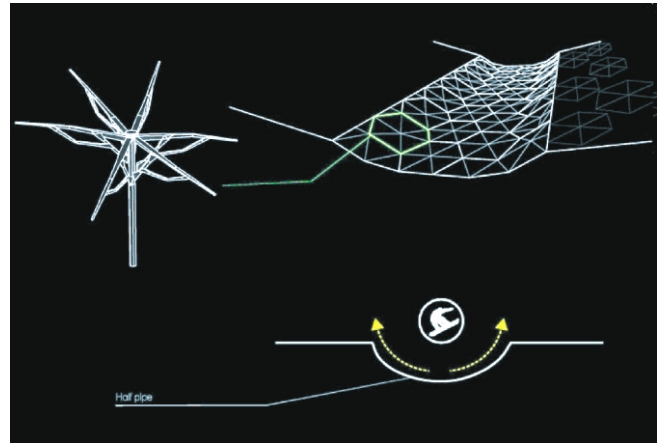


Рис. 13. Конструктивна схема «3D-umbrella»

Конструкція 3D-umbrella складається з стрижневого каркаса, який може трансформуватися, гнучкого наповнення полімерних стрижнів між спицями та шаром «Snowflex». Конструкція каркаса у вигляді парасольки має поперечний розпір для збільшення несучої здатності та жорсткості покриття, а гнучке наповнення простору під шаром «Snowflex» дозволяє сприймати динамічні навантаження (рис. 13).

Гнучкість усієї системи парасольок забезпечує найбільшу різноманітність у відтворенні морфології треків, починаючи від half-pipe для сноубордистів і закінчуючи трамплінами та могулом.

Перевагою останнього типу конструктивної схеми є циклічне катання по треку. Влаштування замкнутого контура із парасольок дає можливість без використання підйомників досягти стартової позиції за рахунок нагнітання штучної хвилі при черговому підйомі парасольок. На виході отримуємо комбінацію лижного спорту і серфінгу, наприклад у центрі м. Києва.

Завершальна частина проекту – це розміщення всіх систем на одній місцевості з готельним комплексом. Відправною точкою в розміщенні масиву парасольок можуть бути три точки атракції: розміщення готельного комплексу, в'їзд до комплексу і завершення трас із системою могул і розвилок. Форма будівель комплексу повинна бути розроблена з урахуванням можливості катання прямо з даху будинків.

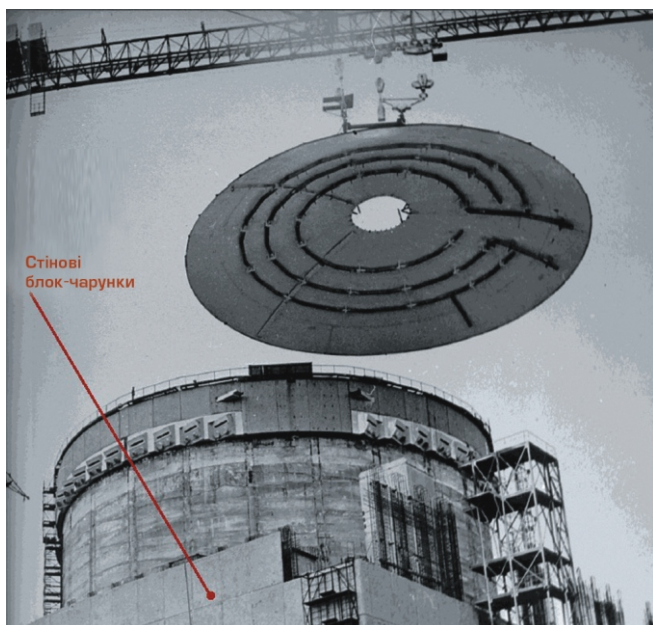
Таким чином, пропонується нова конструктивна технологія, на основі якої можливе створення унікальної просторової спортивної конструкції, яка дає нові можливості щодо проектування даних комплексів, а також споруд побутового і промислового призначення.

- [1] Патрік Шумахер: <http://www.patrikschumacher.com/>
- [2] Шимановський О.В., Цихановський В.К. Теорія і розрахунок сильно нелінійних конструкцій. – К.: Вид-во. «Сталь», 2005, – 432 с.
- [3] Шимановський О.В., Цихановський В.К., Талах С.М. Оптимізація комбінованих просторових систем. – К.: Вид-во. «Сталь», 2012, – 462 с.

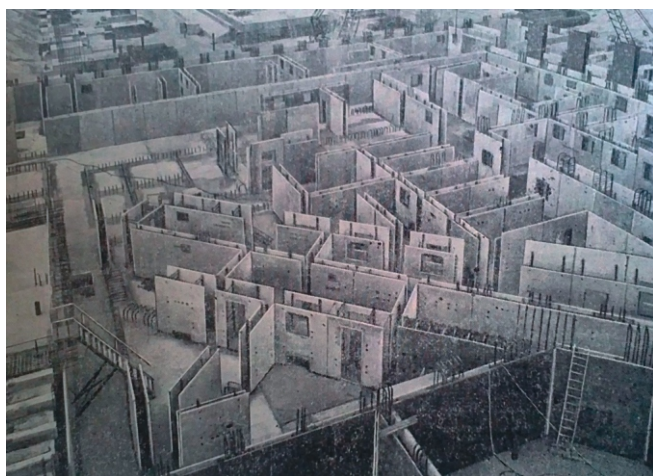
Надійшла 14.01.2013 р.

ВИКОРИСТАННЯ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ В ЯКОСТІ НЕЗНІМНОЇ ОПАЛУБКИ СТІН ДЛЯ РЕАКТОРНИХ ВІДДІЛЕНЬ АЕС

Обмежені запаси світових паливних ресурсів викликають необхідність у зведенні атомних електростанцій, альтернативи яким у даний час немає. Значну роль у забезпеченні безпеки АЕС відіграють будівельні конструкції. У цій роботі розглядається можливість вдосконалення збірно-монолітних конструкцій стін реакторних відділень АЕС за умов сприйняття навантаження та одночасного впливу радіації.



Монтаж купола вагою 224 т реакторної споруди Запорізької АЕС



Будівництво головного корпусу першого енергоблока Запорізької АЕС



М.Ю. Заварзін
магістр КНУБА ПЦБ,
аспірант кафедри «Залізобетоні та кам'яні конструкції»

Радіаційна та ядерна безпека АЕС забезпечується технологічними, а також конструктивно-компонувальними рішеннями. Одним із конструктивних рішень біозахисту реакторного відділення є просторові конструкції блок-комірок. Збірно-монолітний варіант конструкцій стін передбачає збірний залізобетонний елемент в якості незнімної опалубки та монолітну частину конструкції, що об'єднані в міцну, незмінну конструкцію. Плити опалубки кріпляться за допомогою плоских фермочок, що мають висоту поверху. З'єднання ферм із плитами – болтове, стик суміжних блоків – «сухий». Монолітна частина стін армується окремими просторовими каркасами з вертикальною робочою арматурою, що розташовується в стик стінових блоків, у просторі між фермами суміжних блоків. Такі конструкції стін закладені в типових проектах і використовуються при будівництві багатьох АЕС.

Стіни реакторних приміщень відносяться до:

- I категорії щодо відповідальності за радіаційну та ядерну безпеку відповідно до ПИН АЭ 5.6 [1];
- I категорії щодо сейсмостійкості відповідно до ПНАЭ Г-5-006-87 [2];
- 2 класу за впливом на безпеку відповідно до НП 306.1.02/1.034-2000 [3].

Згідно з вимогами цих нормативних документів стіни реакторних відділень повинні розраховуватися на:

- екстремальні вітрові та снігові навантаження, з повторюваністю один раз у 10000 років;
- екстремальні температури;
- урагани, смерчі (торнадо), хвилі цунамі;
- повітряну ударну хвилю з тиском у фронті 10 кПа;
- максимальну проектну аварію та максимальний розрахунковий землетрус.

Конструкції, що використовуються в практиці будівництва, мають ряд недоліків, а саме:

- підвищену в порівнянні із монолітними рішеннями кошторисну вартість та додаткові транспортні витрати;
- проблеми з контролем якості бетонування: утворення важкодоступних каверн, пустот, особливо в густоармованих частинах, що може призвести до ослаблення перерізу та прострілу випромінювання при експлуатації;
- необхідність збільшення товщини конструкції і відповідно лінійних розмірів приміщення, а також ступеня армування, так як не завжди можливо гарантувати потрібну зв'язність монолітної та збірно-монолітної конструкції, а також збірних елементів між собою.

Товщина стінових конструкцій приймається виходячи з умов збереження міцності при експлуатаційних навантаженнях і зовнішніх впливах, а також з урахуванням вимог біологічного захисту і може бути від 400 до 2400 мм. Так на Рівненській АЕС передбачено оббудування реакторного відділення розмірами 66 66 м в осях споруди. Тому для ядерної енергетики важливим є зменшення кошторисної вартості про-

екту за рахунок зменшення матеріалоемності конструкцій без погіршення їх експлуатаційних якостей.

Пропонується запроєктувати стінову конструкцію блок-комірок реакторних відділів, що складається із опалубної та основної частин, таким чином, щоб тришарова конструкція працювала як єдине ціле, враховуючи при цьому сумісну роботу основної монолітної частини та двох опалубних частин. Крім того, опалубні конструкції виконувати зі сталевібробетону, враховуючи всі його переваги в порівнянні із ніздрюватим та звичайним бетоном, що використовується в панелях, а саме:

- збільшення міцності бетону панелі на:
 - стиск до 120 МПа;
 - осьовий розтяг до 12 МПа;
 - розтяг при згині до 25 МПа;
- збільшення:
 - морозостійкості до F500;
 - водонепроникності не менше В12;
 - ударної в'язкості до 20 кДж/м²;
 - пожежостійкості до 4 разів;
- уникнення раптового руйнування конструкції через в'язкий характер руйнування при екстремальних випадках;
- зменшення витрат на виготовлення опалубки шляхом спрощення технології.

Проектування блок-комірок стін реакторного відділення АЕС із використанням запропонованого конструктивного рішення дасть змогу зменшити матеріалоемність конструкції, збільшити їх фізико-механічні властивості та загальну надійність конструкції без зменшення радіаційних захисних якостей.

[1] ПИН АЭ 5.6 «Нормы строительного проектирования АС с реакторами различного типа»

[2] ПНАЭ Г-5-006-87 «Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций»

[3] НП 306.1.02/1.034-2000 «Общие положения обеспечения безопасности атомных станций»

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 Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, psx – 300 dpi.
- Роздрукований текст статті підписується усіма авторами, електронні та роздруковані варіанти повинні бути ідентичними.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

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

Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 1 від 27.02.2014 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02660,
ТОВ «Укрінсталькон 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 та дизайн – **Цапро Т.І.**
Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 03.03.2014 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.
Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Друкарня «Літера», вул. Мельникова, 73-А, м. Київ, 04119, тел. 502-68-08
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2837 від 24.04.2007 р.

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом

Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції

Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори

За зміст реклами відповідає подавач

Редакція не завжди поділяє думку авторів

Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали



ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ





УКРАИНСКИЙ
ЦЕНТР
СТАЛЬНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА

ИНЖЕНЕРНЫЙ ЦЕНТР УЦСС –
это команда архитекторов,
инженеров-конструкторов и экспертов,
призванная сделать стальное строительство
более быстрым и эффективным

ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ
РАБОТЫ ИНЖЕНЕРНОГО
ЦЕНТРА УЦСС ВКЛЮЧАЮТ:

- Разработку концепции проекта зданий и сооружений из стальных конструкций.
- Предоставление технической поддержки на всех этапах жизненного цикла проекта.
- Консультации по вопросам огнезащиты стальных конструкций, поставки материалов, стоимости проектных и строительных услуг.

ИНЖЕНЕРНЫЙ ЦЕНТР УЦСС
ПРЕДЛАГАЕТ БЕСПЛАТНЫЕ КОНСУЛЬТАЦИИ
НА ВСЕХ ЭТАПАХ РЕАЛИЗАЦИИ ПРОЕКТА.

ДРУГА ПОЛЬСЬКО-УКРАЇНСЬКА МІЖНАРОДНА КОНФЕРЕНЦІЯ, присвячена

АКТУАЛЬНИМ ПРОБЛЕМАМ У ГАЛУЗІ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

27 – 28 листопада 2014

Гданськ, Польща

Під час конференції відбудеться вшанування професора Єжи Зюлко
з нагоди його 80-річного ювілею.

КОНФЕРЕНЦІЯ ПРОВОДИТЬСЯ ЗА ПІДТРИМКИ:

- ☑ Гданського технологічного університету (Польща)
- ☑ Університету технічних та біологічних наук (Польща)
- ☑ Національної академії наук України (Україна)
- ☑ Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона Національної академії наук України (Україна)
- ☑ Комітету цивільного будівництва та гідроінженерії Польської академії наук (Польща)
- ☑ Центрального науково-дослідного та проектного інституту металевих конструкцій ім. М.П. Мельникова, Москва (Росія)

МЕТА КОНФЕРЕНЦІЇ

Об'єднання академічного досвіду науковців та практичного досвіду проектувальників у галузі металевих конструкцій. Конференція охоплює всі теми теоретичних досліджень, проектування та виготовлення металевих конструкцій, включаючи чисельне моделювання, а також експериментальні дослідження.

ОФІЦІЙНІ МОВИ КОНФЕРЕНЦІЇ

Польська, англійська, українська, російська.

ОСНОВНІ ДАТИ

Термін подачі тез:	28.03.2014
Друге повідомлення:	25.04.2014
Термін подачі повних текстів доповідей та розгорнутих тез на 2-х сторінках:	30.06.2014
Остаточний термін повідомлення про прийняття:	30.09.2014
Термін оплати реєстраційних внесків:	
попередній:	31.05.2014
кінцевий:	10.10.2014

ДЛЯ КОРЕСПОНДЕНЦІЇ

ПОЛЬЩА

Katedra Konstrukcji Metalowych i Zarządzania
w Budownictwie
Wydział Inżynierii Ładowej i Środowiska
Politechnika Gdańska
ul. G. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk,
tel./fax: +48 58 347 10 47
e-mail: office@apkm.pl
papers@apkm.pl

УКРАЇНА

Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського,
вул. В. Шимановського, 2/1,
м. Київ, 02660
Тел.: +38 044 543-93-87
факс: +38 044 543 97 40
e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

Більш детальну інформацію щодо основних дат, термінів подачі тез та доповідей, реєстраційних внесків див. на інтернет-сторінці:

www.apkm.pl