ISSN 1996-8159

ПБІС

3'2021

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

ЗАСНОВНИКИ

ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»

ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАЛЕВИХ 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.
Білик С.І., д.т.н., проф.
Гайдайчук В.В., д.т.н., проф.
Голоднов О.І., д.т.н., проф.
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
Гордеєв В.М., д.т.н., проф.
Гуляєв 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.
Лапенко О.І., д.т.н.
Лобанов Л.М., академік НАНУ, д.т.н., проф.
Оглобля О.І., д.т.н., проф.
Онищенко А.М., д.т.н., проф.
Пасечнюк В.Л.
Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.
Харченко В.В., академік НАНУ, д.т.н., проф.
Шимановський О.В., член-кор. НАНУ, д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2021 — 2022 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)
Агощ З., д.т.н., проф. (Словаччина)
Белоєв М., к.т.н. (Болгарія)
Вєдяков І.І., д.т.н., проф. (Росія)
Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)
Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)
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)
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)

НАУКОВО-ВИРОБНИЧИЙ ЖУРНАЛ

ПБС
3'2021

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ

О.В. Шимановський, М.М. Пальчик, С.М. Кондра

ПРОЄКТУВАННЯ ТА БУДІВНИЦТВО ВЕЛИКОПРОГОНОВИХ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ КАРКАСА БЛОКА № 6 ТРЦ «RIVER MALL» 2

МОСТОВІ СПОРУДИ

О.В. Шимановський, Д.О. Котлубей, В.В. Шалінський, Б.П. Кобернюк

ОБСТЕЖЕННЯ ПАРКОВОГО ПІШОХІДНОГО МОСТА ЧЕРЕЗ р. ДНІПРО НА ТРУХАНІВ ОСТРІВ У м. КИЄВІ ПІСЛЯ ЛІКВІДАЦІЇ НАСЛІДКІВ АВАРІЙНОЇ СИТУАЦІЇ 16

А.С. Білик, С.І. Білик, Є.І. Цюпин

ПРОЄКТУВАННЯ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСНИХ КОНСТРУКЦІЙ СКЛІННЯ У ПІДЛОЗІ МОСТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ 21

О.М. Гібаленко, А.М. Онищенко, Г.О. Мельник

ОСОБЛИВОСТІ ПРОДОВЖЕННЯ ТЕРМІНУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ШЛЯХОПРОВОДУ НА ПІДПРИЄМСТВІ МЕТАЛУРГІЙНОГО КОМПЛЕКСУ 30

НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ

А.М. Онищенко, В.В. Ковальчук, Б.З. Парнета, О.В. Федоренко, Р.Т. Рибак, М.Б. Парнета

МЕТОДИКА ОЦІНЮВАННЯ ТЕПЛОВИХ ПОТОКІВ, ЩО ДІЮТЬ НА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ МОСТИ 37

О.В. Родченко

УДОСКОНАЛЕННЯ ПРОЄКТУВАННЯ ДВОШАРОВИХ МОНОЛІТНИХ ЦЕМЕНТОБЕТОННИХ АЕРОДРОМНИХ ПОКРИТТІВ З УРАХУВАННЯМ ЗМІНИ ТЕМПЕРАТУРИ ВПРОДОВЖ ДОБИ ТА РОКУ 42

Київ • 2021

© Промислове будівництво та інженерні споруди, 2021

ПРОЄКТУВАННЯ ТА БУДІВНИЦТВО ВЕЛИКОПРОГОНОВИХ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ КАРКАСА БЛОКА № 6 ТРЦ «RIVER MALL»

О.В. Шимановський
генеральний директор ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», член-кореспондент НАН України, лауреат Державної премії України в галузі науки і техніки, заслужений діяч науки і техніки України, д.т.н., професор

М.М. Пальчик
завідувач відділу просторових споруд ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

С.М. Кондра
головний конструктор відділу просторових споруд ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Вступ. Щодо загальної проблематики проєктування просторових великопрогонових конструкцій будівель і споруд перш за все нагадаємо про те, що на початку проєктування громадських будівель, до яких належать і сучасні торговельно-розважальні центри (ТРЦ) із великими зальними приміщеннями, завжди постає низка складних взаємозумовлених архітектурних та інженерних задач. Ефективне ж вирішення цих задач передусім пов'язано з прийняттям і реалізацією виважених рішень щодо компонування та конструювання просторових великопрогонових конструкцій їх покриттів, оскільки тільки у такий спосіб можливо створити у залах, які є основою композиційного ядра сучасних ТРЦ, комфортні умови для відвідувачів із одночасним забезпеченням вимог технології, акустики та ізоляції від зовнішнього середовища всього внутрішнього простору ТРЦ. Ще однією важливою обставиною є те, що у порівнянні з традиційними площинними (балкові, рамні, аркові) просторові великопрогонові конструкції мають вагомі переваги, а саме: сприятливі умови роботи під навантаженням несних елементів і прилеглих конструкцій, рівномірне силове поле, переважно високу ступінь уніфікації вузлів і стрижнів тощо, що в результаті призводить до підвищення ефективності й зниження вартості будівництва.

На розвиток викладеного слід згадати й про те, що простір, в якому не містяться проміжні опори і який перекритий просторовою великопрогоновою металевою конструкцією, надає будівлі надзвичайної емоційної та пластичної виразності. І саме таку комплексну інженерну задачу й вирішував інститут при проєктуванні ТРЦ «River Mall», що у м. Києві на лівому березі р. Дніпро на Дніпровській набережній 10–14.

Концептуальне рішення. В березні 2016 р. за результатами проведеного тендера було прийняте рішення про затвердження ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського» виконавцем проєктування основних несних просторових великопрогонових металоконструкцій каркаса найбільшої торговельної зали комплексу (інакше кажучи, блока № 6) будівлі складної комбінованої геометричної форми з покриттям великого прогону на стадії «робоча документація». А в подальшому інституту було доручено проєктування несних просторових металевих конструкцій декоративного оздоблювання фасаду навколо головного входу до ТРЦ «River Mall» і пішохідного моста через Дніпровську набережну до його другого поверху. Розглянемо вирішення всіх цих трьох поставлених перед інститутом завдань.

1. Покриття найбільшої торговельної зали блока № 6 ТРЦ «River Mall».

Перш за все необхідно вказати на те, що загальна концепція проєкту була розроблена протягом 2006–2014 років у результаті співпраці низки міжнародних компаній – англійської архітектурної «Chapman Taylor, LLP», іспанської конструкторської «Amusement Logik, S.L.», чеської транспортно-консалтингової «European Transportation Consultancy, S.r.o.», німецької освітлювальної «SCOTT Beleuchtung, GmbH» і української архітектурної ТОВ «Архпасаж Україна». Прийняті концептуальні рішення ТРЦ «River Mall» відображено на рис. 1.

Рис. 1. Панорамні види ТРЦ «River Mall»:
а – вдень; **б** – вночі; **в** – проєкт

Слід зауважити, що головна складність проєктування найбільшої торговельної зали комплексу була пов'язана з тим, що на різних етапах розроблення принципового концептуального рішення ТРЦ «River Mall» розглядалось декілька відмінних один від одного варіантів цієї зали. Причому якщо в першому з них (опрацьовувався у 2006–2008 роках) пропонувалось розташувати у залі аквапарк із різноманітними басейнами, то вже в остаточному (завершений у 2014 році) було передбачено розміщення багатоповерхового торговельного та розважального закладу. А найскладнішим для всього наступного проєктування через вказану зміну виявилось те, що на час її прийняття фундаментний ростверк, сейсмічні, температурні й усадкові шви вже були влаштовані згідно з першим варіантом проєктного рішення та перероблению не підлягали. Останнє й потягло за собою необхідність врахування у подальшій роботі цих обтяжувальних обставин шляхом внесення певних коригувань у попередньо розроблений проєкт і застосування особливих конструктивних прийомів і заходів.

Конструктивне рішення. Як вже було зазначено, найбільш відповідальним і складним елементом блока № 6 є його покриття. У початковому варіанті, підготовленому в 2012 році іспанською компанією «Amusement Logik, S.L.» із урахуванням того, що в залі планувалось розміщення аквапарку з басейнами, було розроблено

відповідний проєкт із дерев'яними фермами покриття по залізобетонних колонах та пілонах (рис. 2).

Проте, після зміни на вимогу інвесторів як загальної концепції проєкту будівлі, так і функціонального призначення її найбільшої торговельної зали, було прийнято й затверджено нове принципове концептуальне рішення ТРЦ «River Mall», схема якого зображена на рис. 3.

З огляду на наведене перед ТОВ «Укрінстальконімені В.М. Шимановського» замовником будівництва було сформульовано комплексне завдання, яке охоплювало два напрямки – перший стосувався розроблення металевих конструкцій ферм покриття із габаритами та вагою меншими ніж запропоновані іспанською компанією «Amusement Logik, S.L.», а другий – замінювання залізобетонних пілонів і колон металевими, спроможними витримати вагу шести додаткових перекриттів. Причому доволі суттєве ускладнення для вирішення поставлених завдань створювали дві додаткові беззаперечні вимоги замовника щодо відсутності в новій конструктивній схемі покриття горизонтальних в'язей (розкосів і розпірок) по нижніх поясах ферм й максимального зменшення величин додаткових згинальних моментів в опорних вузлах колон із метою запобігання подальшому підсиленню існуючих залізобетонних ростверків.

Отже, зважаючи на комплексність і всебічність наведених вище умов, загальне проєктування блока № 6 здійснювалось у тісному спів-

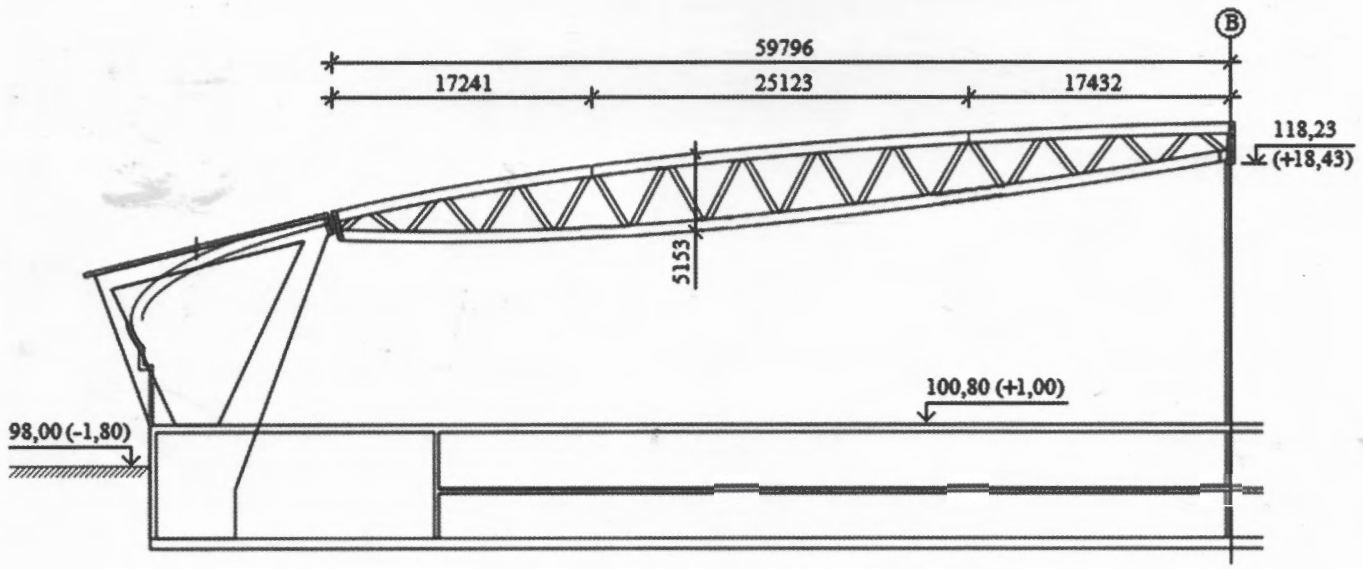


Рис. 2. Схема дерев'яних ферм по залізобетонних пілонах та колонах

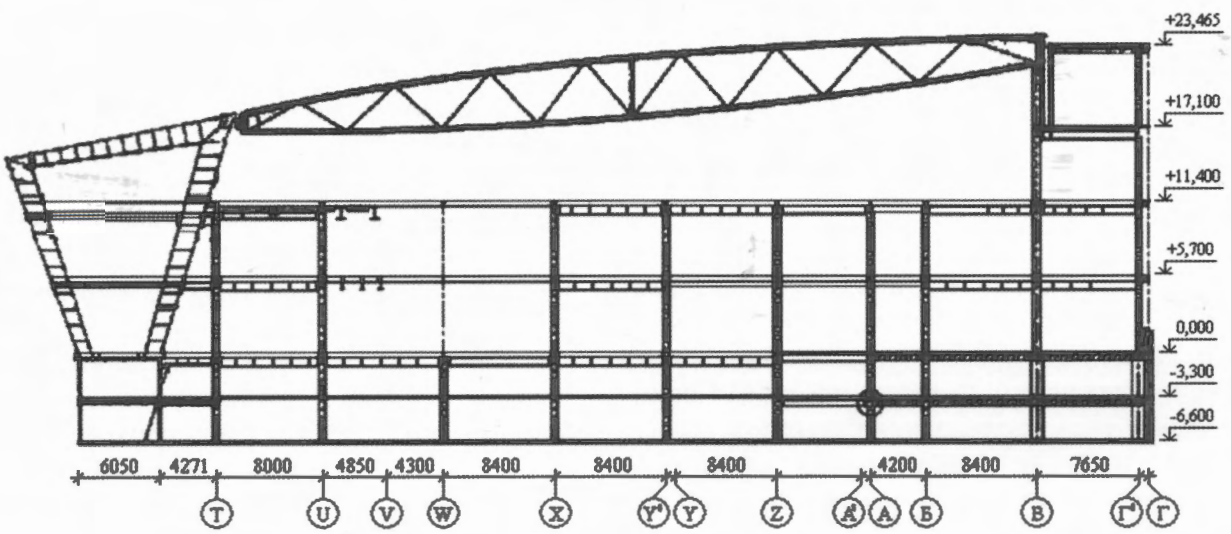


Рис. 3. Схема металевих ферм, перекриттів та колон згідно з другою концепцією

робітництві з низкою проєктних і наукових організацій: ТОВ «Архпасаж Україна», ТОВ «Альтіс-Констракшн», ІБК «Центробуд», ТОВ «БІК Центр», ТОВ «Компанія Клімат Інжиніринг», ТОВ «Фіттіх АГ» – Україна», ТОВ «Априора», ТОВ «ФінЛіфт», ТОВ «СД ГРУП», Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна НАН України та іншими.

Що ж стосується вихідних даних на проєктування, варто зазначити, що будівля ТРЦ «River Mall» у цілому та блока № 6 зокрема належить до об'єктів із класом наслідків (відповідальності) СС3. Розрахункова сейсмічність майданчика будівництва складає 7 балів за шкалою інтенсивності землетрусів MSK-64, а згідно з висновками Інституту геофізики ім. С.І. Субботіна НАН України при визначенні сейсмічності за скороченою програмою – 6,43 бала.

Споруда блока № 6 має складну геометричну форму з максимальними розмірами в плані 205,6×84,1 м. Її перекриття пошарово містять наступні складові: профільований лист ТП 85-ПО, монолітну залізобетонну плиту завтовшки 115 мм над профільованим листом, цементну стяжку завтовшки 80 мм, по якій вкладається плитка за допомогою клею завтовшки 20 мм. У свою чергу, покриття блока № 6 має такий склад (знову ж таки пошарово): полімерна полівінілхлоридна мембрана компанії SIKA завтовшки 1,5 мм, утеплювач із мінеральної вати типу ТЕХНОРУФ В60 завтовшки 100 мм і щільністю 180 кг/м^3, утеплювач із мінеральної вати типу ТЕХНОРУФ Н30 завтовшки 150 мм і щільністю 115 кг/м^3, паробар'єр і покрівельний профільований настил ТП-60-07. Стіни прийняті з тришарових панелей та скління вагою до 50 кг/м^2.

Зважаючи на вимогу замовника щодо відсутності вертикальних в'язей по колонах, просторова жорсткість та стійкість каркаса на період експлуатації та монтажу забезпечувались створенням жорстких горизонтальних дисків по перекриттях на відмітках –3,300; 0,000; +5,700; +11,400; +17,100; +23,200. Причому жорсткі горизонтальні диски були запроєктовані з комбінованих монолітних залізобетонних плит по спеціальному несному профільованому настилу ТП-85 ПО (рис. 4), які (диски) сприймають та передають горизонтальні зсувні зусилля на діафрагми жорсткості (сходові клітини та ліфтові шахти) від металевого несного каркаса будівлі, шляхом приєднання анкерами до балок перекриттів стад-болтами (рис. 5).

Що ж безпосередньо стосується конструкції покриття, то структурно вона складається з металевих кроквяних ферм еліпсоїдальної форми (рис. 6), кроквяних балок, системи прогонів,

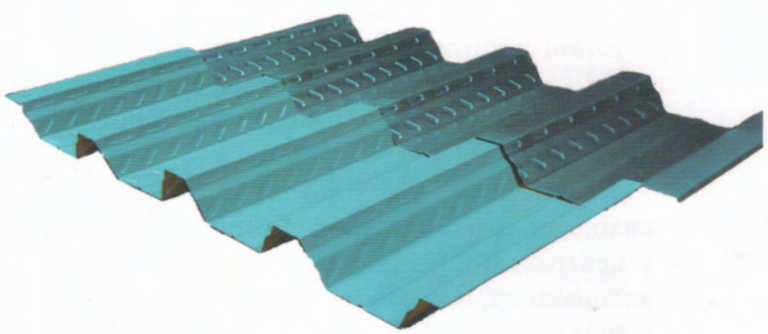


Рис. 4. Профільований настил ТП-85 ПО

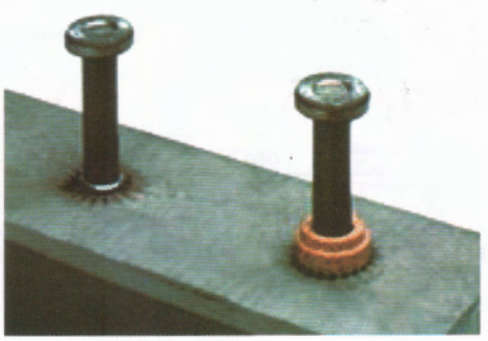


Рис. 5. Стад-болт (болт Нельсона)

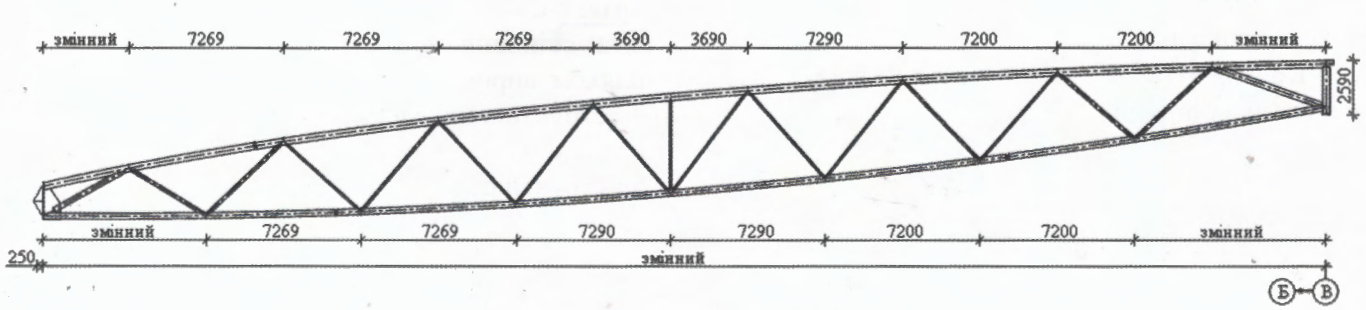


Рис. 6. Схема кроквяної ферми покриття

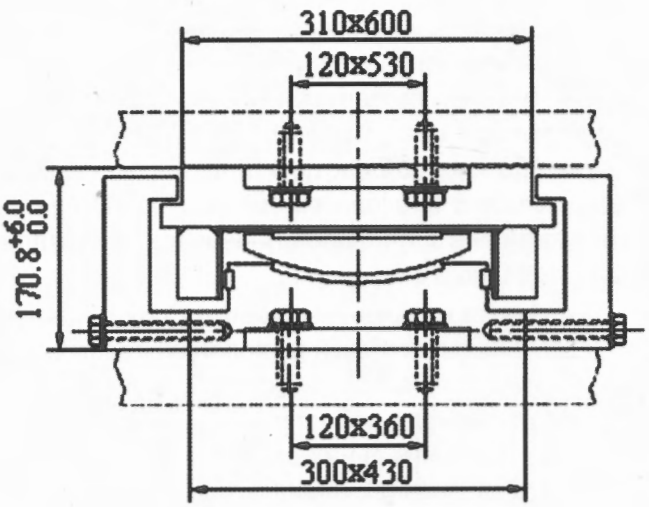


Рис. 7. Спеціальна опорна частина TechStar (вертикальні болти класу М20×55 (10.9 HGS))

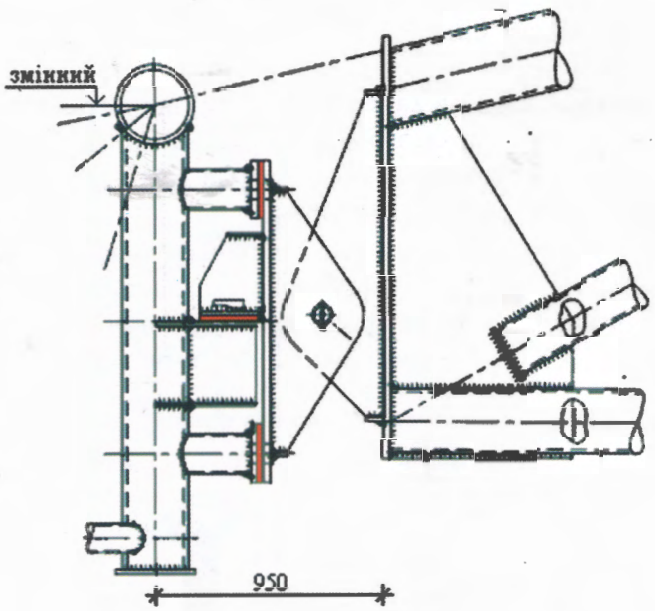


Рис. 8. Вузол кріплення ферми до пілонів (червоним кольором позначені фторопластові прокладки)

горизонтальних в'язей по верхніх поясах та вертикальних портальних в'язей, які були застосовані з метою компенсації їх відсутності по нижніх поясах кроквяних ферм.

Кроквяні ферми еліпсоїдальної форми, елементи яких прийняті з круглих сталевих труб, мають прогін від 60,6 м до 39,3 м і спираються з внутрішнього боку на металеві колони через спеціальні опорні частини TechStar (розробник технічної документації та власник технології американська інженерно-конструкторська компанія «TechStar, Inc.»; виробник в Україні ТОВ «Євробар'єр»), типу SBL 70/10 uplift згідно з стандартом [9] (рис. 7), рухомі частини яких є збірними деталями заводського виготовлення з антифрикційним матеріалом. Причому зазначене рішення не тільки забезпечило вільне горизонтальне переміщення опор у площині ферми, а й майже повністю виключило горизонтальні навантаження на колони, що, в свою чергу, дало змогу зменшити опорні моменти в опорних частинах колон і не перевантажувати плиту існуючого ростверку.

Із протилежного фасадного боку будівлі ферми спираються на просторові металеві пілони через шарнірну циліндричну опорну частину, яка має необмежений кут повороту у вертикальній площині, а у горизонтальному та вертикальному напрямках є нерухомою (рис. 8). До того ж із метою недопущення виникнення містків холоду в конструкції вузла передбачені фторопластові прокладки.

Конструкція перекриття на відмітках –3,300; 0,000; +5,700; +11,400; +17,100 прийнята балкового типу. А в місцях температурно-сейсмічних швів балки перекриттів мають рухомі опорні частини (рис. 9). Крім того, спирання колон під кроквяну ферму на фундаментну плиту реалізовано жорстким, а по інших осях шарнірно-нерухомим.

А стосовно пілонів вкажемо на те, що з урахуванням значно збільшеного навантаження від ваги шести додаткових перекриттів вони запроєктовані у вигляді гранчастої просторової металевої конструкції трикутного перерізу (рис. 10), яка жорстко спирається на залізобетонний фундамент (рис. 11).

Привернемо увагу також до того факту, що виходячи з архітектурно-естетичних міркувань у центральних частинах перекриттів блока № 6 виконано кругові отвори задля створення покращених умов освітленості атріуму (рис. 12).

Розрахункова схема каркаса блока № 6. Беручи до відома конфігурацію, структуру і топологію блока № 6 (рис. 13), як розрахункова прийнята скінченно-елементна модель, побудована шляхом апроксимування його основних несних конструктивних елементів набором стрижневих скінченних елементів загального виду. Матеріал конструктивних елементів кроквяних ферм і пілонів, що запроєктовані з гарячедеформованих труб, і колон, запроєктованих з електрозварних труб із прямим швом, – сталь марки Ст20 із модулем пружності $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ кгс/см^2, коефі-

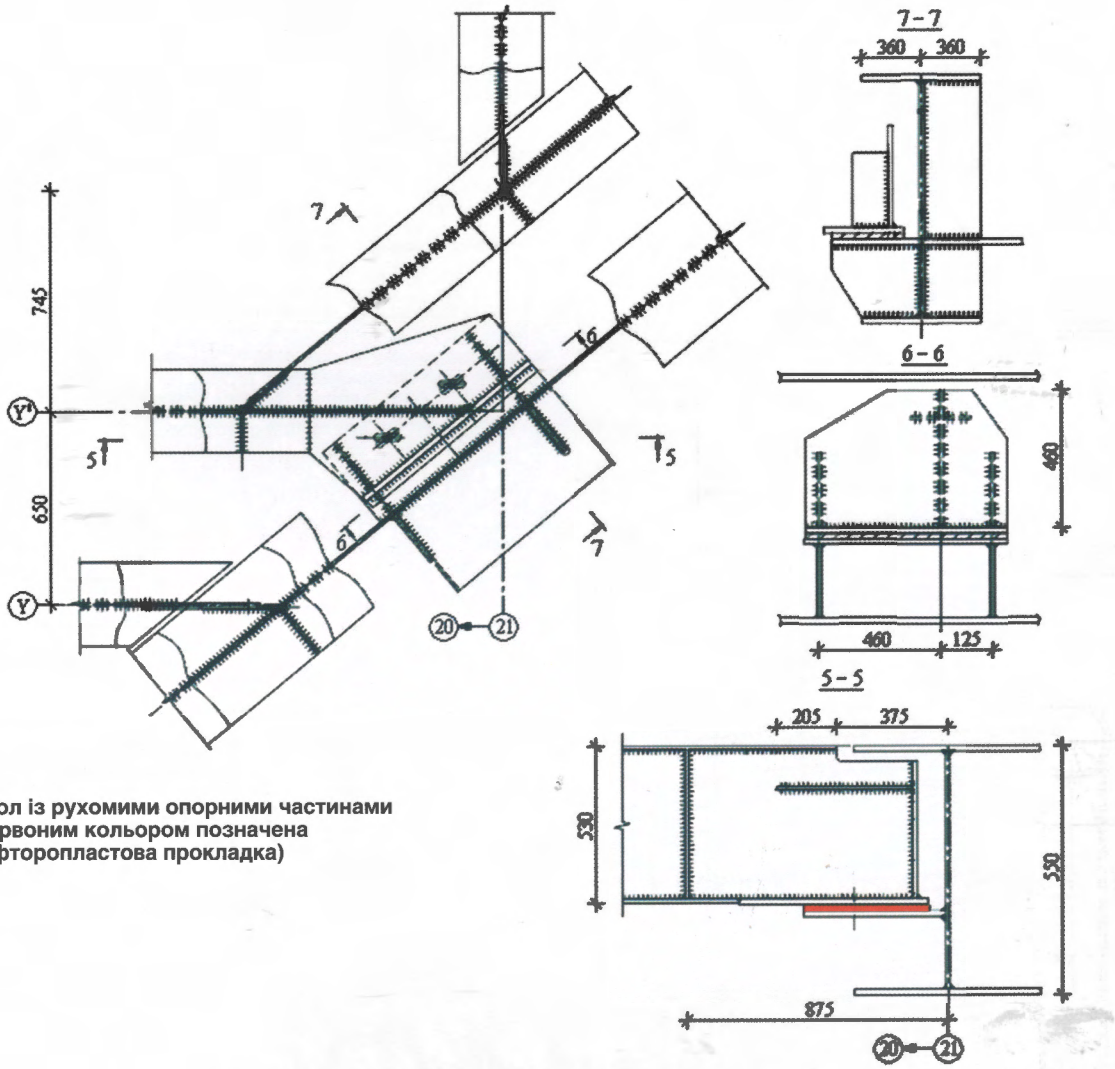


Рис. 9. Вузол із рухомими опорними частинами (червоним кольором позначена фторопластова прокладка)

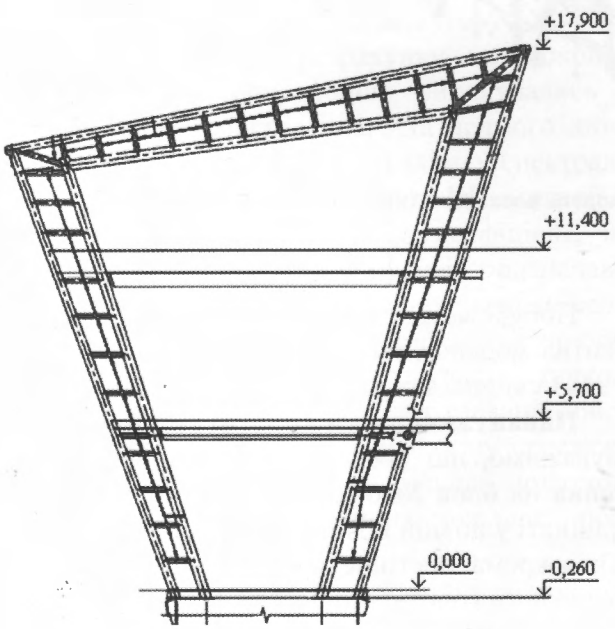


Рис. 10. Конструктивна схема пілона

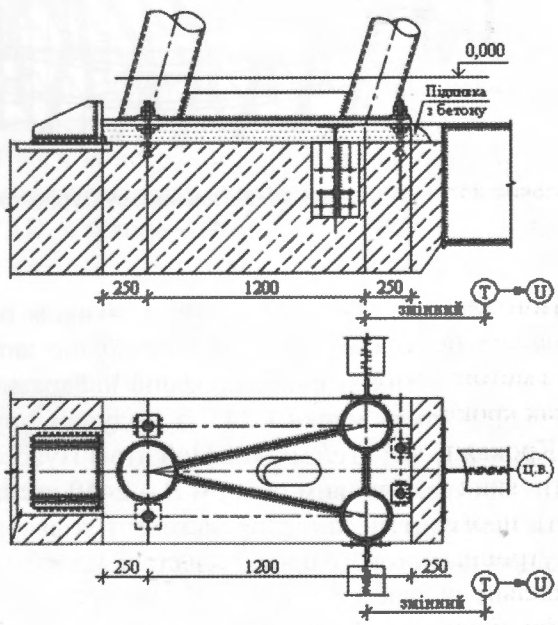


Рис. 11. Вузол кріплення пілона до фундаменту

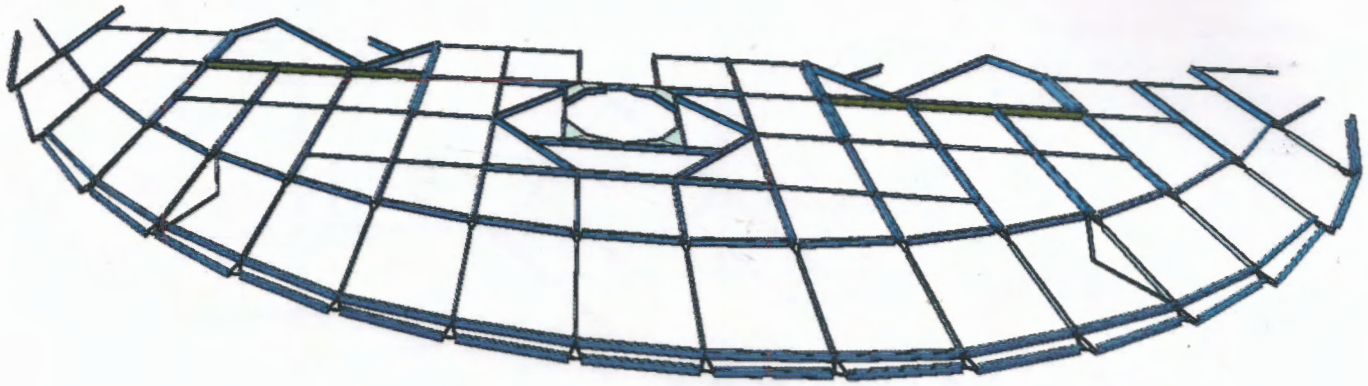


Рис. 12. Схема центральної частини перекриття з круговим отвором

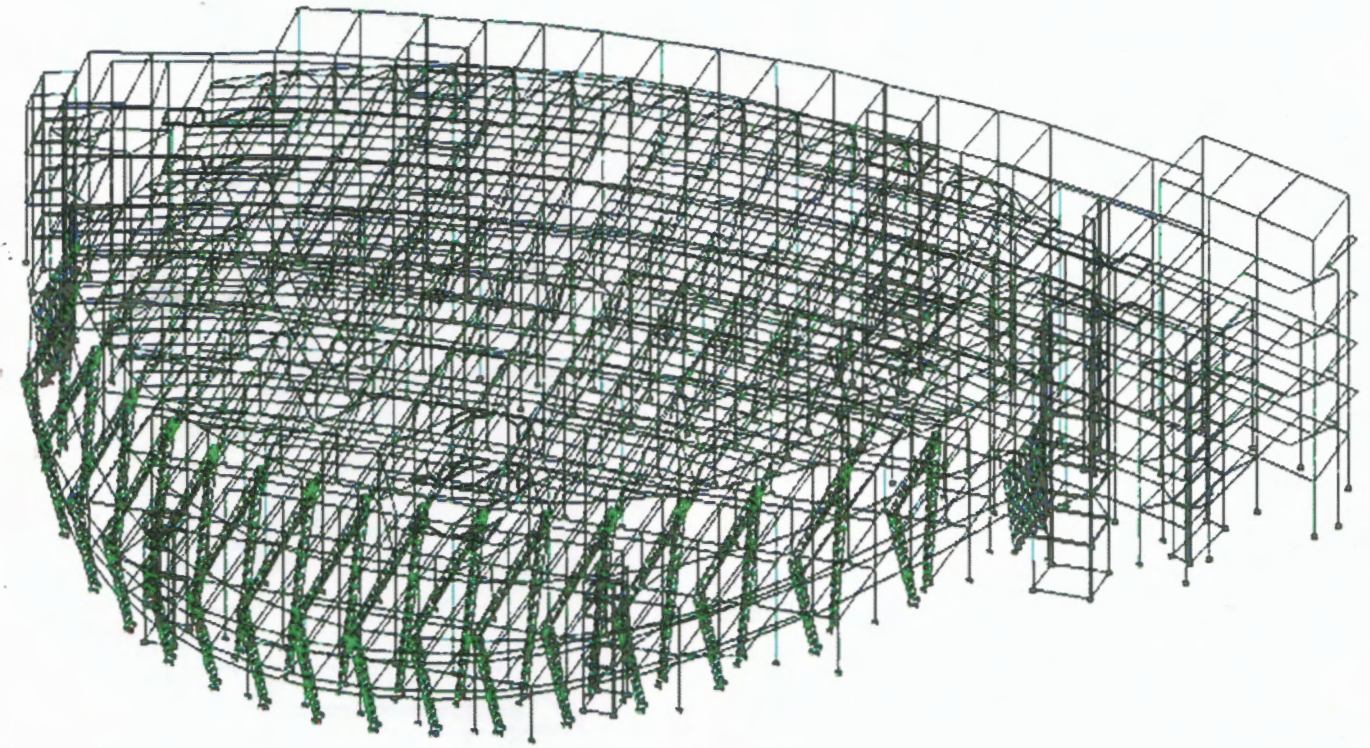


Рис. 13. Загальна структурно-топологічна модель блока № 6 ТРЦ «River Mall»

цієнтом Пуассона $\nu = 0{,}3$ і розрахунковим опором $R = 2250$ кгс/см^2; прогонів і в'язей, що запроєктовані з гнутих зварних профілів квадратного перерізу, – сталь марки С245 із модулем пружності $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ кгс/см^2, коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0{,}3$ і розрахунковим опором $R = 2450$ кгс/см^2; балок перекриттів, що запроєктовані зі зварних двотаврів із листового прокату, – сталь марки С245 і С345-3 із модулем пружності $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ кгс/см^2, коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0{,}3$ і розрахунковим опором $R = 2450$ кгс/см^2 і $R = 3050$–3250 кгс/см^2 у залежності від товщини листа.

Побудована у такий спосіб скінченно-елементна модель блока № 6 нараховує 5024 вузла й 9441 скінченних елементів (рис. 14).

Навантаження на конструкції блока № 6. Зауважимо, що постійні та тимчасові навантаження на блок № 6 для чисельного розрахунку прийняті у повній відповідності з вимогами норм [2], зокрема постійне навантаження є власною вагою його конструктивних елементів. Що ж стосується тимчасового навантаження, то в розрахунку використовувалось п'ять його складових, а саме: характеристичне значення ваги снігового

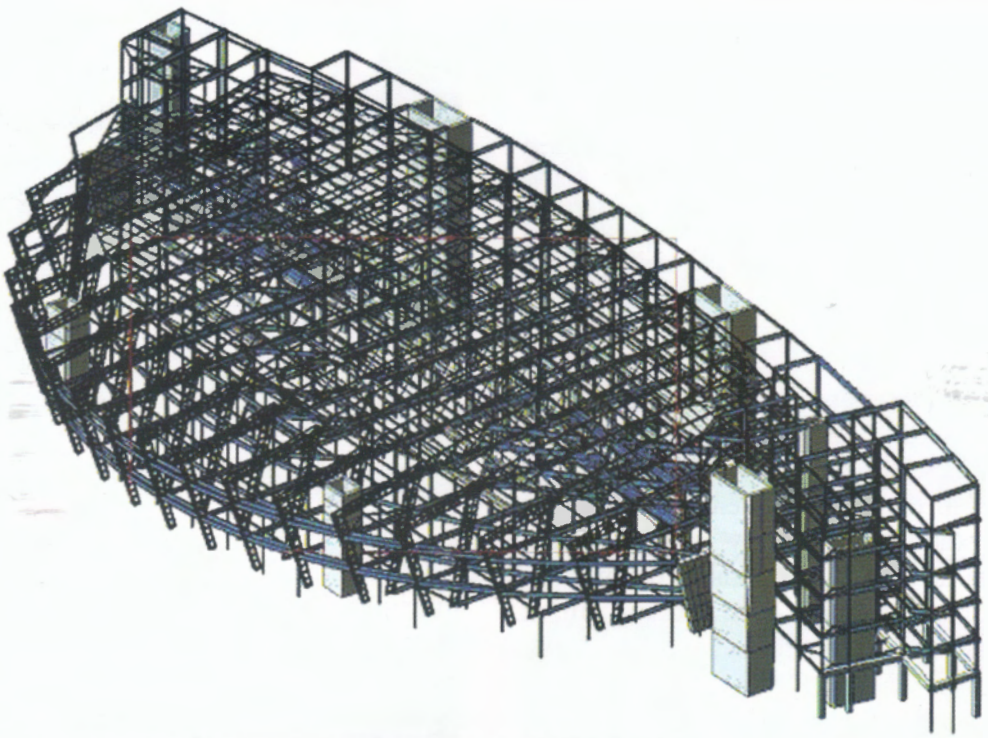


Рис. 14. Загальна скінченно-елементна модель блока № 6 ТРЦ «River Mall»

покриву – 1,55 кПа, характеристичне значення вітрового тиску – 0,37 кПа, рівномірно розподілене навантаження на перекриття – 4,0 кПа, рівномірно розподілене навантаження на покриття – 0,5 кПа і навантаження від систем захисту від пожежі – 1,0 кН/м. А при проведенні динамічних розрахунків було враховано 100 форм вільних коливань конструкції.

Наступна обставина, яка заслуговує на увагу, полягає в тому, що розрахунки металоконструкцій на сейсмічні впливи виконувались із використанням спектрального та прямого динамічного методу [1]. Задля розрахунку спектральним методом приймались ґрунти III категорії за сейсмічними властивостями, а коефіцієнт, що враховує тип і призначення будівлі, призначався як для споруди з одночасним перебуванням великої кількості людей. А для розрахунку прямим динамічним методом використовувались трикомпонентні акселерограми та синтезовані довгоперіодні акселерограми для діапазону переважаючих періодів коливань. Ба більше, додатково були проведені розрахунки на можливе просідання опор.

Оскільки статичні та динамічні розрахунки металевих конструкцій каркаса блока № 6 згідно з вимогами норм [3] виконано з використанням двох обчислювальних комплексів інтегрованої системи міцнісного аналізу і проєктування конструкцій SCAD та комп'ютерного програмного комплексу для автоматизованого проєктування будівельних конструкцій LIRA, то з метою засвідчення адекватності побудованої скінченно-елементної моделі блока № 6 ТРЦ «River Mall» виконано спеціальне співставлення результатів розрахунків, отриманих з допомогою означених комплексів. Один із характерних прикладів такого співставлення наведений на рис. 15, на якому показані епюри подовжніх зусиль у верхньому поясі ферми покриття прогоном 60,6 м від власної ваги конструкції, причому синя крива відображає результати, отримані з допомогою системи SCAD, а зелена – комплексу LIRA.

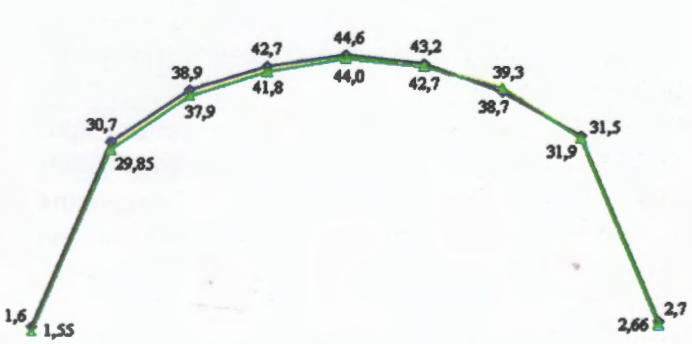


Рис. 15. Епюри подовжніх зусиль у верхньому поясі ферми покриття прогоном 60,6 м від власної ваги конструкції, $N \times 10^{-1}$ кН

З цього рисунка вбачається, що позаяк обидві криві розташовані практично впритул одна до одної, то похибка при визначенні подовжніх зусиль є мінімальною, її значення знаходяться в межах від 2,5 % до 2,9 %. Тому останній результат свідчить не тільки про точність побудови скінченно-елементної моделі блока № 6 ТРЦ «River Mall», а й про істинність усіх отриманих результатів розрахунків.

Опрацювання результатів чисельних розрахунків металевих конструкцій блока № 6. Спираючись на результати проведеного розрахунку каркаса блока № 6 ТРЦ «River Mall», було підібрано основні перерізи елементів його металевих конструкцій. При цьому висота балок атріумів склала до 900 мм, головних балок – до 700 мм і другорядних балок – до 500 мм. Що ж стосується поперечних перерізів колон, то вони прийняті з труб ∅325 мм і ∅530 мм, а елементів ферм – з труб ∅325 мм, ∅273 мм, ∅219 мм, ∅152 мм, ∅102 мм.

Виготовлення металевих конструкцій покриття блока № 6. Випуск робочої документації металевих конструкцій покриття блока № 6 ТРЦ «River Mall» поклав початок їхнього виготовлення на заводі-виробнику. З цього приводу варто відзначити, що у процесі виробництва металевих конструкцій у розроблені кресленики час від часу доводилось вносити певні коригування в залежності від наявної номенклатури металопрокату на будівельному ринку України, матеріально-технічної бази заводу й інших виробничих чинників. Проте така ситуація за своєю природою є цілком очікуваною і практично постійною супутницею виготовлення металевих конструкцій і зазвичай не впливає на термін виробництва. Зазначимо, що цю тезу підтверджує і даний випадок, оскільки всі ферми покриття блока № 6 були виготовлені своєчасно у повній відповідності до прийнятого і затвердженого на початку робіт календарного плану.

Інший важливий аспект технологічного процесу виробництва металевих конструкцій, а особливо структурно важливих для забезпечення роботоздатності всього об'єкта й складних за умовами монтажу, тобто саме таких, якими є великопрогонові ферми покриття блока № 6, полягає у їх контрольному складанні. У цьому сенсі нагадаємо, що контрольне складання проводиться задля перевіряння точності виготовлення елементів конструкцій і їх взаємозамінності без

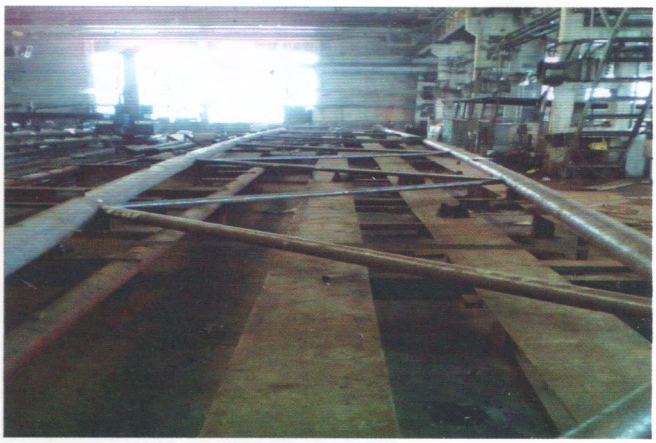


Рис. 16. Контрольне складання великопрогонових ферм покриття блока № 6 ТРЦ «River Mall»

підгінних робіт із метою забезпечення потрібної якості конструкцій і їх подальшого монтажу. Безпосередньо ж самому перевірянню підлягають розміри конструкцій, їх монтажні з'єднання, підготовка кромок під зварювання, збіг монтажних з'єднань, правильність виготовлення кондукторів тощо. Причому під контрольне складання підпадає кожен перший і в подальшому кожен десятий елемент, виготовлений серійно по кондукторах.

Один із епізодів контрольного складання великопрогонових ферм покриття блока № 6 наведено на рис. 16.

Монтаж металевих конструкцій каркаса блока № 6. Монтаж металевого каркаса блока № 6 виконувався у відповідності до проєкту виконання робіт у наступній послідовності. Спершу були змонтовані металеві конструкції пілонів. Потім на фундаментний ростверк встановлювалися основні колони каркаса, які, по-перше, в опорному вузлі закріплювалися жорстко і, по-друге, що напевно є найголовнішим, на період монтажу з'єднувалися між собою вертикальними в'язями, та колони перекриттів, що спиралися за допомогою шарнірного вузла. Опісля того до колон були приєднані спеціальні опорні частини TechStar, на які по черзі встановлювалися ферми покриття, а після – в'язі покриття та балки перекриттів. Затим по змонтованих балках та конструкціях перекриттів укладався профільований настил. Згодом були виконані конструкції фахверка, світлових ліхтарів, декоративного оздоблювання фасаду навколо головного входу до будівлі тощо. Деякі найбільш важливі й характерні моменти зведення ТРЦ «River Mall» у хронологічній послідовності відображені на рис. 17–22.

Рис. 17. Монтаж першої ферми покриття

Рис. 18. Змонтовано п'ять ферм покриття, прогони та балки середньої частини перекриттів

Рис. 19. Виконано укладання профільованого настилу по перекриттях

Рис. 20. Виконано облаштування фасаду по пілонах

Рис. 21. Змонтовані конструкції світлового ліхтаря по фермах покриття

Рис. 22. Змонтована конструкція декоративного оздоблювання фасаду навколо головного входу

Необхідно також зазначити, що під час виготовлення та монтажу металевих конструкцій блока № 6 інститутом проводився постійний моніторинг технічного стану розроблених та змонтованих конструкцій, а при виявленні дефектів і пошкоджень (а таке, на жаль, траплялось неодноразово) надавались рекомендації з їхнього усунення. Приклади характерних дефектів наведені на рис. 23–25.

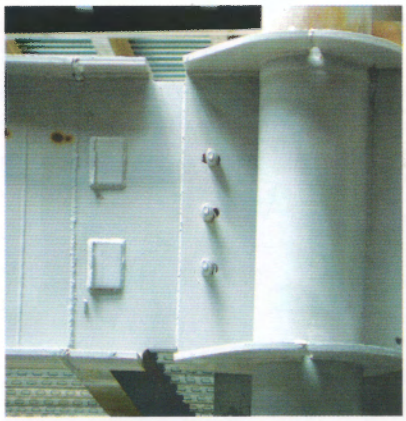


Рис. 23. Зварний шов у місці рухомої опори

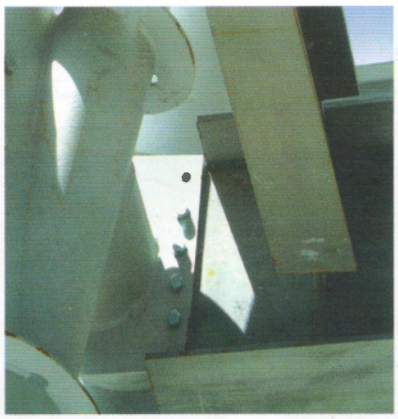


Рис. 24. Не встановлено болт у вузлі

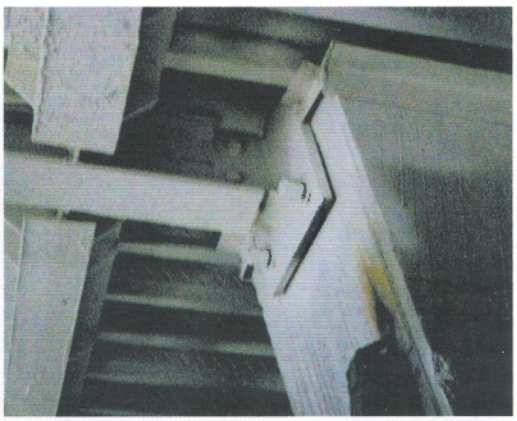


Рис. 25. Зазор між фланцем та стіною

Будівництво блока № 6 ТРЦ «River Mall» було завершено на початку 2019 року. На цей час були встановлені та зафіксовані остаточні показники щодо змонтованих металоконструкцій. Зокрема по покриттю: його загальна площа склала 8930 м^2, витрати металу – 555 т, а усереднений показник витрат металу – 62 кг/м^2. У цілому ж по каркасу зазначені показники мають наступні значення: загальна площа металевих конструкцій склала 39134 м^2, витрати металу – 3550 т, а усереднений показник витрат металу – 90 кг/м^2.

А на завершення привернемо увагу до того факту, що наведені показники повністю кореспондуються з найкращими прикладами світової будівельної практики, про що свідчать відомі літературні джерела [11–19].

2. Конструкція декоративного оздоблювання фасаду ТРЦ «River Mall».

Просторовий несний каркас декоративного оздоблювання фасаду навколо головного входу до ТРЦ «River Mall» виконаний з металевих конструкцій вертикальних та горизонтальних ферм із гарячедеформованих труб, до яких прикріплені попередньо напружені тяги з нержавіючої сталі (рис. 26). Потім змонтовані металеві конструкції каркаса були облицьовані різнонахиленими скляними листами оздоблювання блакитно-синього кольору, зовнішній вигляд яких після закінчення робіт за ідеєю архітекторів повинен був імітувати розбурхану річкову поверхню (рис. 27). Зазначимо, що саме цей задум архітекторів призвів до певного ускладнення при проєктуванні несного каркаса декоративного оздоблювання, оскільки як розрахунок, так і проєктування необхідно було виконувати з підвищеною (іншими словами, майже прецизійною) точністю з метою надання скляним листам оздоблювання заданої архітектурної форми поверхні. Проте, що виразно ілюструє рис. 27, сформульоване архітекторами завдання при проєктуванні було вирішено цілком коректно, а утворюваний скляними листами оздоблювання ефект дійсно відповідає розбурханій поверхні річки.

Більше того, вкажемо ще на декілька важливих висновків, які випливають із аналізу наслідків проєктування й будівництва несного каркаса декоративного оздоблювання фасаду. Перший з них безпосередньо стосується самого несного каркаса, а точніше вагових параметрів його металевих конструкцій. В цьому сенсі мається на увазі наступне. Незважаючи на достатньо великі геометричні габарити каркаса (ширина 36,25 м, висота 29,25 м), але зважаючи на досягнуту при його проєктуванні істотну просторовість і надзвичайну ажурність, урешті-решт вдалося мінімізувати металоємність металевих конструкцій приблизно вдвічі: з попередньо планованих 103 т до майже візуально несуттєвих 59 т. Другий же висновок пов'язаний з результатами монтажу скляних листів оздоблювання – навішування всіх листів відбулось без жодних нештатних ситуацій. Зауважимо, що озвучені висновки зайвий раз свідчать не тільки про точність проведеного розрахунку, а й про високий якісний рівень проєктування металевих конструкцій несного каркаса декоративного оздоблювання фасаду.

3. Пішохідний міст через Дніпровську набережну до ТРЦ «River Mall». Задля створення поліпшених умов переходу відвідувачів через Дніпровську набережну та їх подальшого про-

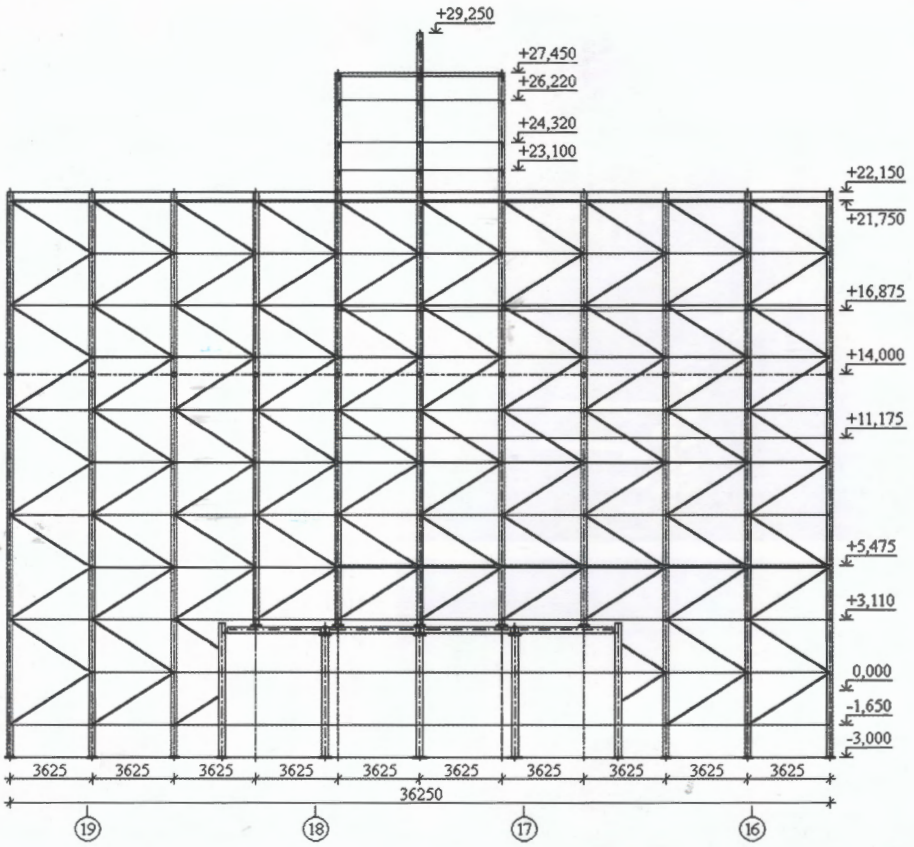


Рис. 26. Схема несних металоконструкцій декоративного оздоблювання головного входу (штрихпунктирна лінія – вісь монтажного стикування)

Рис. 27. Загальний вигляд скляного декоративного оздоблювання головного входу

ходу до внутрішніх торговельних приміщень на другому поверсі ТРЦ «River Mall» концептуальним рішенням передбачено будівництво пішохідного моста (рис. 28).

Слід зазначити, що прийнятим і затвердженим проєктом були враховані вимоги низки нормативних документів, які наразі є чинними в галузі мостобудування, як щодо регламентації проєктування мостів [4–6], так і врахування потреб людей з інвалідністю та інших маломобільних груп населення [7, 8]. Більше того, в цьому проєкті знайшло відображення рішення Київської міської ради № 460/6511 від 18.12.2018 р. про «Затвердження київської Комплексної цільової програми «Київ без бар'єрів» у частині підвищення рівня доступності всіх елементів міської інфраструктури для маломобільних груп населення. В результаті в проєкті враховано влаштування на підходах до моста й на самому мості пандусів, спеціальних підйомників (ліфтів, ескалаторів) та інших засобів доступності для людей з порушеннями опорно-рухового апарату, тактильної підлогової плитки й інших визначених нормами елементів безбар'єрності.

Що ж стосується конструкції пішохідного моста вкажемо на таке. Пішохідний міст запроєктовано прогоном 51,0 м. Його схема відповідно до конструкторського задуму прийнята виразно відмінною від конфігурацій більшості стандартних інженерних споруд подібного типу, а саме тим, що являє собою просторову ферму еліптичного перерізу (завширшки 6,5 м і заввишки 4,4 м), поясами якої слугують головні балки пішохідного настилу, а решіткою – кільця,

Рис. 28. Пішохідний міст через Дніпровську набережну до ТРЦ «River Mall»:
а – загальний вигляд; **б** – виокремлений вигляд

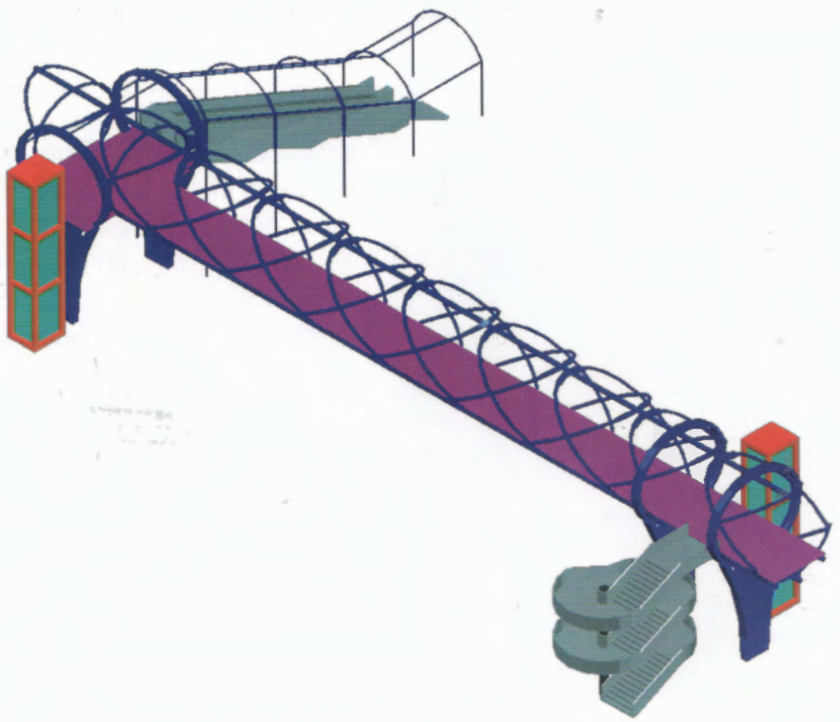


Рис. 29. Загальна скінченно-елементна модель пішохідного моста

що перехрещуються. З цього приводу необхідно зауважити, що пропонований підхід дає змогу не тільки більш рівномірно розподілити матеріал по поперечному перерізу прогонової будови у порівнянні з класичною схемою з несними прогоновими балками, а й одночасно зменшити рівень напружень у несних елементах і загальні витрати матеріалу на будову.

Наступні важливі складові розробленого проєктного рішення, які заслуговують на увагу, полягають у тому, що, по-перше, опорна частина моста в місці примикання пішохідної ескалаторної галереї реалізована нерухомого, а з боку входу до торговельного центру ковзного типу (рис. 28, б). Також із метою захисту пішоходів від атмосферних впливів, і це є по-друге, застосовано облицювання полікарбонатним покриттям всієї прогонової конструкції моста та пішохідно-ескалаторної галереї.

Задля чисельного розрахунку несних металоконструкцій моста прийнята скінченно-елементна модель, побудована шляхом апроксимування його основних несних конструктивних елементів набором стрижневих скінченних елементів загального виду. Матеріал конструктивних елементів, що запроєктовані з гарячедеформованих безшовних труб круглого перерізу, прямокутних труб і двотаврів, – сталь марки 09Г2С-12 за [10]. Побудована у такий спосіб скінченно-

елементна модель нараховує 1846 вузлів й 1516 скінченних елементів і наведена на рис. 29, на якому синім кольором показана еліпсоїдальна складова загальної несної конструкції моста, а помаранчево-зеленим – прибудовані до опорних частин моста ліфтові шахти.

Що ж стосується результатів проведеного розрахунку, то з їх аналізу випливають цілком передбачувані наслідки: параметри напружено-деформованого стану несних конструктивних елементів моста (як переміщення, так і напруження) мають достатньо невеликі значення, що свідчить про їх (елементів) певною мірою недонапружений стан. Пояснити це можна досить просто, оскільки внаслідок застосованого еліпсоїдального просторового конструктивного рішення та незначних навантажень міст є винятково пішохідним, призначення поперечних перерізів його несних конструктивних елементів проводилось із урахуванням вимог до споруди загалом і конструктивних міркувань, а не рівня використання несної здатності споруди, що й призвело до резерву її роботоспроможності.

А наприкінці зауважимо, що черга до будівництва розглянутого пішохідного моста через Дніпровську набережну до ТРЦ «River Mall» наразі ще не дійшла, його монтаж орієнтовно заплановано на 2022 рік.

[1] ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – Київ: Мінрегіон України, 2014. – 110 с.

[2] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2006. – 58 с.

[3] ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Київ: Мінрегіон України, 2018. – 30 с.

[4] ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження і впливи. Мости та труби. – Київ: Мінрегіон України, 2009. – 66 с.

[5] ДБН В.2.3-22:2009. Мости і труби. Основні вимоги проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2009. – 73 с.

[6] ДБН В.2.3-26:2010. Споруди транспорту. Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2011. – 195 с.

[7] ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. – Київ: Мінрегіон України, 2018. – 64 с.

[8] ДСТУ-Н Б В.2.2-31-2011. Будинки і споруди. Настанова з облаштування будинків і споруд громадського призначення елементами доступності для осіб з вадами зору та слуху. – Київ: Мінрегіон України, 2011. – 12 с.

[9] ДСТУ EN 1337-7:2019. Опорні частини будівельних конструкцій. Частина 7. Опори сферичні та циліндричні з ПТФЕ (EN 1337-7:2004, IDT). Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 25 с.

[10] ДСТУ 8541:2015. Прокат сталевий підвищеної міцності. Технічні умови. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 17 с.

[11] *Білик С.І., Шимановський О.В., Нілов О.О., Лавріненко Л.І., Володимирський В.О.* Металеві конструкції. Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель / Редакційна колегія: О.В. Шимановський, С.І. Білик, О.О. Нілов. Кам'янець-Подільський: Рута, 2021. – 448 с.

[12] *Кузнецов В.В. и коллектив авторов*. Металлические конструкции. В 3 томах. Том 2. Стальные конструкции зданий и сооружений (справочник проектировщика) / Под общей редакцией В.В.Кузнецова. Москва: АСВ, 1998. – 512 с.

[13] *Мельников Н.П.* Металлические конструкции. Москва: Стройиздат, 1983. – 541 с.

[14] Металлические конструкции (справочник проектировщика)/ Под редакцией Мельникова Н.П. Москва: Стройиздат, 1980. – 776 с.

[15] *Пермяков В.О., Нілов О.О., Шимановський О.В., Бєлов І.Д., Лавріненко Л.І., Володимирський В.О.* Металеві конструкції / Під загальною редакцією В.О. Пермякова та О.В. Шимановського. Київ: Сталь, 2008. – 812 с.

[16] *Шимановский В.Н., Гарф Э.Ф., Пермяков В.А. и др.* Сварные строительные конструкции. В 3 томах. Том 2. Типы конструкций / Под редакцией члена-корреспондента НАН Украины Л.М. Лобанова. Киев: ИЭС им. Е.О. Патона, 1997. – 680 с.

[17] *Bachman L.R.* Integrated Buildings: The Systems Basis of Architecture. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons Inc, 2002. – 496 p.

[18] *Charleson A.W.* Structure as architecture. A source book for architects and structural engineers. 2nd edition. – London: Routledge Publisher, 2014. – 260 p.

[19] *Thomasetti R., Lew I.P.* A Design Guide: Long Span Steel Roof Structures. – Washington: American Iron & Steel Institute, 1995. – 59 p.

Надійшла 29.04.2021 р.

ОБСТЕЖЕННЯ ПАРКОВОГО ПІШОХІДНОГО МОСТА ЧЕРЕЗ р. ДНІПРО НА ТРУХАНІВ ОСТРІВ У м. КИЄВІ ПІСЛЯ ЛІКВІДАЦІЇ НАСЛІДКІВ АВАРІЙНОЇ СИТУАЦІЇ

О.В. Шимановський
генеральний директор ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», член-кореспондент НАН України, лауреат Державної премії України в галузі науки і техніки, заслужений діяч науки і техніки України, д.т.н., професор

Д.О. Котлубей
радник заступника голови КМДА з питань технічного стану, ремонту і реконструкції вулично-дорожньої мережі, заслужений будівельник України

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

Б.П. Кобернюк
в.о. начальника Комунального підприємства по ремонту та утриманню мостів і шляхів м. Києва «Київавтошляхміст»

Однією зі знакових споруд м. Києва є Парковий пішохідний міст через р. Дніпро на Труханів острів, який був відкритий 3 липня 1957 р. (рис. 1). Виразний силует моста став одним із традиційних елементів панорами української столиці. Парковий міст користується великою популярністю серед мешканців і гостей столиці, головним чином у літню пору року, коли значно збільшується кількість відпочиваючих.

Проєкт моста розроблено Проектною Конторою Проектстальконструкція (нині ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»). Основне призначення моста полягає в пропуску пішоходів, але у виняткових випадках також допускається проїзд спеціальних машин. Довжина моста дорівнює 425,9 м, а ширина пішохідної частини – 7,0 м. Суднохідна ділянка моста перекрита трипрогоновою висячою прогоновою будовою за схемою 60 + 180 + 60 м (рис. 2, а). Дві головні двотаврові зварні балки заввишки 2400 мм разом із залізобетонною плитою пішохідної частини та поздовжніми і поперечними в'язями утворюють балку жорсткості висячого прогону. Елементи ланцюгів виконані зварними з листів Н-подібного перерізу з клепаними монтажними з'єднаннями, а пілони – зварними, коробчастого перерізу.

Берегові ділянки моста прийняті з балковими сталезалізобетонними прогоновими будовами: на лівобережній ділянці – три прогони завдовжки 36,0 м кожен, а на правобережній – один прогін завдовжки 17,9 м (рис. 2, б).

Пішохідна частина моста складається з однотипних Т-подібних збірних залізобетонних блоків завдовжки 7600 мм, заввишки 500 мм і завширшки 1400 мм, що спираються на дві головні двотаврові балки прогонової будови. Що ж стосується опорних частин моста, то вони прийняті каткового типу зі сталевого листа.

Задля гасіння від'ємних реакцій на кінцях 180-метрової висячої прогонової будови, а саме біля опор № 3 і № 6, влаштовані залізобетонні противаги у вигляді бетонних масивів, розташованих між головними балками. А з метою зменшення наднормативних горизонтальних коливань всередині цієї будови встановлені чотири пружинисті гасники коливань безударного типу.

Опори моста виконані залізобетонними, рамними, а основи всіх опор – із залізобетонних забивних паль перерізом 350×350 мм, причому на опорах № 4 і № 5 довжина паль становить 13,0 м, а на всіх інших опорах – 9,0 м (рис. 2, а).

Результати обстеження конструкцій моста. У квітні–травні поточного року було проведено планове обстеження Паркового моста – вперше з часу завершення протиаварійних ремонтних заходів, пов'язаних із ліквідацією наслідків непередбачуваної (а точніше кажучи, аварійної) події, яка трапилася 2 серпня 2019 року, під час якої зруйнувалися металоконструкції кріплення балок противаги біля опори № 3 у напрямку лівого берега та вивалися частини монолітного бетону баласту й залізобетонних блоків противаги [1]. За результатами обстеження встановлено наступне.

Рис. 1. Загальний вигляд Паркового моста через р. Дніпро в м. Києві

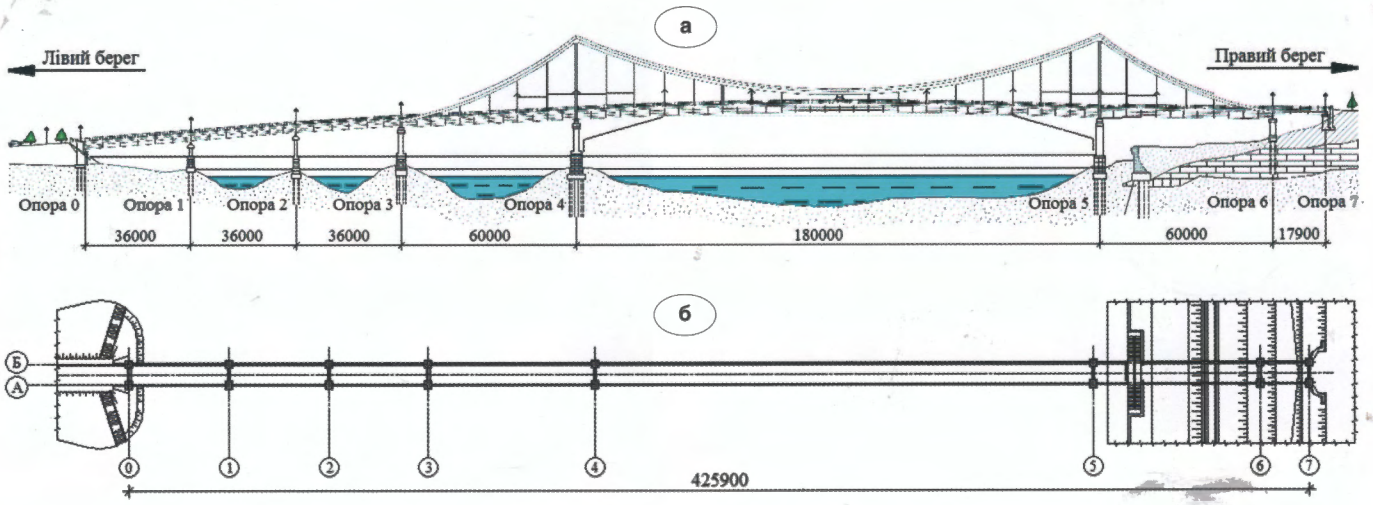


Рис. 2. Парковий міст через р. Дніпро в м. Києві:
а – поздовжній переріз; **б** – план

Балка жорсткості. Основним дефектом балки жорсткості є прогресуюча корозія металу головних балок, а також вертикальних та горизонтальних в'язей в місцях просочування дощових опадів (влітку) і розчинів агресивних протиожеледних соляних сумішей (у зимовий період) із пішохідної частини: поблизу негерметичних люків, деформаційних швів, підвісок висячих прогонів, а найпаче в місцях розташування водовідвідних трубок, вода з яких, внаслідок відсутнього організованого водовідведення, потрапляє на нижні пояси головних балок, викликаючи тим самим значні корозійні процеси стінки балки в нижній її частині. В цьому сенсі найбільшу увагу привертає майже повне корозійне руйнування окремих в'язей (рис. 3) і локальна наскрізна корозія стінок головних балок (рис. 4), які призводять до виникнення додаткових ризиків із розвинення негативних процесів для всієї балки жорсткості.

Противаги. Після виконання ремонтних робіт на противазі біля опори № 3 за проєктом ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського» [2] її технічний стан загалом суттєво покращився та перестав бути аварійним, що дало змогу продовжити експлуатацію споруди в звичайному режимі. Проте, окремі дефекти все ж таки були виявлені: виразкова корозія балки противаги біля опори № 6 (рис. 5), а також деформація й відрив фасонки однієї з балок противаги (рис. 6).

Залізобетонні плити пішохідної частини моста мають дефекти, які впливають на зниження довговічності споруди, а саме: вилуговування бетону в вигляді сталактитів, тріщини в плитах, в окремих місцях руйнування захисного шару бетону та оголення арматури (рис. 7).

Оглядові проходи перебувають в незадовільному стані через те, що майже скрізь відсутній дерев'яний настил (рис. 8), зруйнована огорожа

Рис. 3. Зруйнована корозією в'язь

Рис. 4. Наскрізна корозія в стінці головної балки

Рис. 5. Виразкова корозія балки противаги біля опори № 6

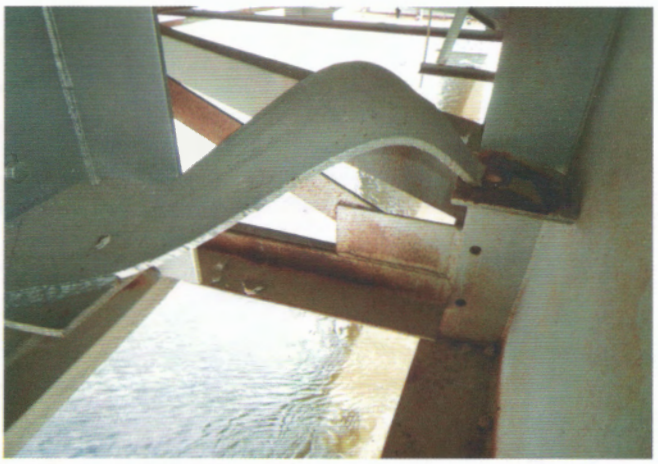


Рис. 6. Деформація та відрив фасонки балки противаги

Рис. 7. Руйнування захисного шару бетону залізобетонної плити. Арматура оголена та кородує

Рис. 8. Відсутній дерев'яний настил оглядових проходів

з захисної сітки, місцями дерев'яний настил загромаджений, що унеможливлює прохід.

Кріплення комунікацій та знаків судноплавства. За результатами обстеження вузлів кріплення знаків судноплавної сигналізації до прогонової будови моста була виявлена корозія конструкцій їхнього кріплення. Також було встановлено, що кабелі живлення світлової сигналізації розміщені хаотично без спеціальних коробів або захисних гофрів і мають ознаки старіння, через що існує ризик ураження електричним струмом обслуговуючого персоналу.

Рис. 9. Корозія підвіски у вузлі кріплення до прогонової будови

Рис. 10. Корозія металоконструкцій, сміття та накопичення атмосферної води в домкратній балці пілона на опорі № 4

Ланцюги висячих прогонів. Металоконструкції ланцюгів висячих прогонів моста перебувають у задовільному стані, проте були виявлені й деякі дефекти: відсутність окремих заклепок у вузлах стиків ланцюга (дефект зафіксований і не усунений з моменту будівництва моста) та засміченість у місцях кріплення ланцюга до прогонової будови.

Підвіски. З огляду на те, що у 2003–2004 роках за проєктом ВАТ «Укрндіпроектсталконструкція ім. В.М. Шимановського» (нині ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського») було проведено ремонт усіх підвісок, які на той час були в аварійному стані, то наразі технічний стан всіх металоконструкцій підвісок визначений як задовільний. Проте, окремі дефекти все ж таки мають місце: корозія підвісок у вузлах кріплення до прогонових будов (рис. 9), відсутність деяких зварних швів.

Пілони та домкратні балки. На опорних частинах пілонів пошкоджено антикорозійне покриття; у домкратних балках пілонів виявлено нагромадження сміття та залишків електричних кабелів (рис. 10), а також встановлені деформації окремих фасонок вертикальних в'язей між стійками пілонів.

Перильна огорожа моста має прийнятний стан, що ж стосується незначних дефектів, то можна вказати на деяке перекошення тумби парапету та тріщину в стійці перил.

Пішохідна частина загалом у задовільному стані, а до незначних дефектів можна віднести часткову нестачу водовідвідних трубок (близько 30 % від їх загальної кількості) та невеликі пошкодження поліуретанового покриття.

Опори та опорні частини. При обстеженні опор моста були виявлені наступні дефекти: сліди вилуговування та замокання бетонних поверхонь та укосів опор № 0, № 6 й № 7 (рис. 11), а також подекуди тріщини захисного шару бетону.

Рис. 11. Вилуговування та замокання бетону на опорі № 6

Рис. 12. Корозія елементів опорної частини, відсутні захисні кожухи

Всі підферменики опор моста перебувають у задовільному стані за винятком підферменików на опорах № 4, № 6 і № 7, бокові грані яких мають сколи бетону.

Дефектами опорних частин є окремі місця з корозійними пошкодженнями металу їх елементів, а також пошкоджені та відсутні елементи захисних кожухів опорних частин (рис. 12). Що ж стосується кутів нахилу катків на опорах, то вони є близькими до розрахункових.

Узагальнюючи результати обстеження та виконаних розрахунків зазначимо, що відповідно до [3] основні елементи моста віднесено до наступних експлуатаційних станів: пішохідна частина – стан 2 (обмежено справний); прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); опори та опорні частини – стан 3 (працездатний); оглядові проходи – стан 5 (непрацездатний). В цілому ж за рейтингом основних конструктивних елементів міст перебуває у стані 4 – обмежено працездатний.

Висновки.

Аналіз даних проведеного обстеження засвідчив два важливих результати. Перший з них полягає в тому, що виконані у минулому році ремонтні роботи з відновлення конструкцій противаги біля опори № 3 після аварійної події 2 серпня 2019 року не тільки усунули загрозу раптового руйнування моста, а й надали можливість продовжити його експлуатацію в звичайному режимі. А другий результат, напевно, найголовніший, пов'язаний з виявленням нової існуючої суттєвої небезпеки – пришвидшеного корозійного руйнування в'язей прогонової будови. І хоча в'язі безпосередньо не слугують несними конструкціями моста, їхня корозійна руйнація може в перспективі призвести до втрати геометричної незмінності конструкції прогонової будови та, як наслідок, до її аварії.

Виходячи з вище викладеного, задля уникнення розвинення аварійної ситуації через стан балок (локальні корозійні пошкодження балок) і, насамперед, в'язей (які одночасно виконують функцію несних конструкцій для газопроводу, що проходить під пішохідною частиною моста), передусім потрібно терміново відновити всі проєктні перерізи усіх дефектних місць балок, в'язей та вузлів їх кріплення за окремо розробленим проєктом. Причому попередньо належить відновити експлуатаційний стан оглядових проходів під прогоновими будовами моста, що надасть змогу не тільки проводити належний моніторинг технічного стану конструкцій пішохідного моста, але й здійснити повний обсяг відповідних ремонтних заходів. У випадку ж невиконання зазначених робіт технічний стан Паркового пішохідного моста, на жаль, неодмінно погіршиться і він перейде у 5 стан (непрацездатний).

Наприкінці, підсумовуючи викладене вище, можна дійти закономірного висновку, що всі споруди, зокрема й мости, потребують постійного догляду та проведення своєчасного обслуговування. У цьому сенсі стає зрозумілим, що виконання невідкладних ремонтних робіт **сьогодні** для якихось одних конструкцій моста не є гарантією, що вже **завтра** не виникне необхідність проводити ремонт інших його елементів. І саме тому цей процес повинен бути безперервним, адже лише в такому випадку можна гарантувати безпечну експлуатацію споруди. А особливо актуальним зазначене є для споруд, які експлуатуються багато років, таких, наприклад, як Парковий пішохідний міст у м. Києві.

[1] *Шимановський О.В., Шалінський В.В.* Спеціальне обстеження аварійного Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острів у м. Києві // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – №1. – С. 2–7.

[2] *Шимановський О.В., Шалінський В.В.* Розроблення протиаварійних заходів для Паркового пішохідного моста через р. Дніпро на Труханів острів у м. Києві // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 1. – С. 8–11.

[3] ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. – 45 с.

Надійшла 07.07.2021 р.

ПРОЄКТУВАННЯ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСНИХ КОНСТРУКЦІЙ СКЛІННЯ У ПІДЛОЗІ МОСТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ

А.С. Білик
доцент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури, наук.конс. інженерного центру «Український Центр сталевого будівництва», сертифікований інженер, експерт, доцент, к.т.н.

С.І. Білик
зав. кафедри металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури, сертифікований інженер, експерт, д.т.н., професор

Є.І. Цюпин
магістр, аспірант кафедри металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури

Огляд попередніх досліджень. На теперішній час існує багато мостових і подібних їм конструкцій, що мають підлоги із елементами несного скління (рис. 1).

Використання несного скління зумовлене появою новітніх технологій – триплекс багатошарових пакетів, у яких гартоване скління поєднується спеціальними полімерними плівками із термообробленням [3, 4]. Плівки для з'єднання листів скла у триплексі переважно відносяться до термопластиків. Наразі використовуються три основні типи плівки для триплексу, а саме:

- SGP (SentryGlas®Plus), виробник DuPont (по суті жорсткий листовий матеріал), відноситься до іонопластів (Ionoplast Polymers).
- PVB (полівініл бутірал), бутацит, виробник DuPont або багато аналогів.
- EVA (етиленвінілацетат).

Також використовують клеї (Cast in Place (CIP) liquid resin) і поліуретан (Thermoplastic polyurethane (TPU)) [7, 8, 10, 14].

Зазначені плівки мають неоднакові властивості. Наприклад, відповідно до [6], міцність на згин зокрема EVA плівки [5] більша ніж у PVB, SGP зберігає жорсткість навіть після руйнування всіх шарів скління і краще поводить себе при короткочасних навантаженнях [4] тощо. Особливістю поведінки плівок є нелінійність їх роботи під навантаженням (рис. 2).

Отже, несне скління набуло великого поширення, в тому числі для конструкцій підлог будівель і мостових конструкцій. Контрольоване виготовлення сировини елементів гарантує надійні характеристики для виробництва таких конструкцій. У даній статті розглядаються конструкції несного скління в мостових конструкціях, які є унікальними для України.

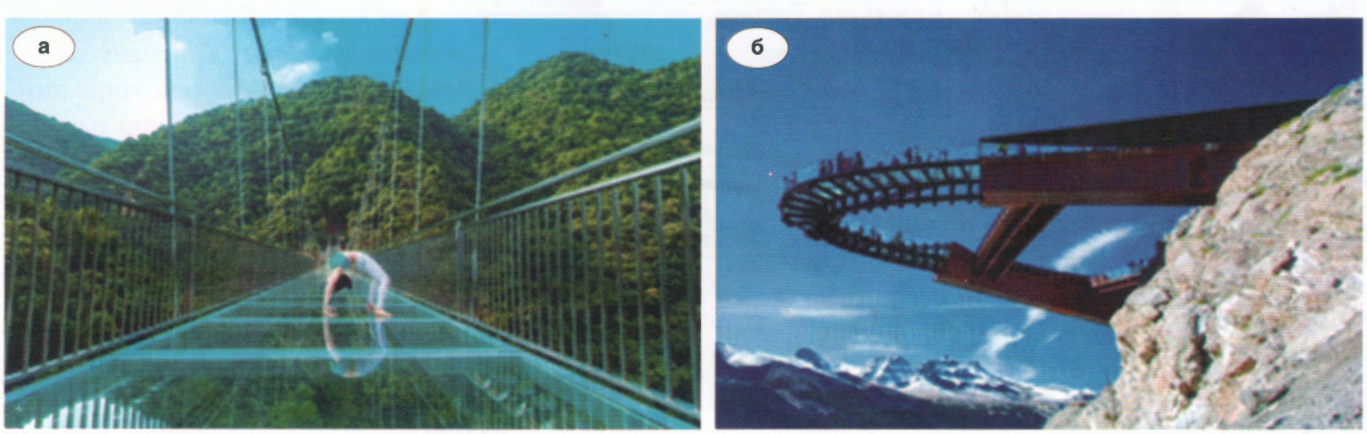
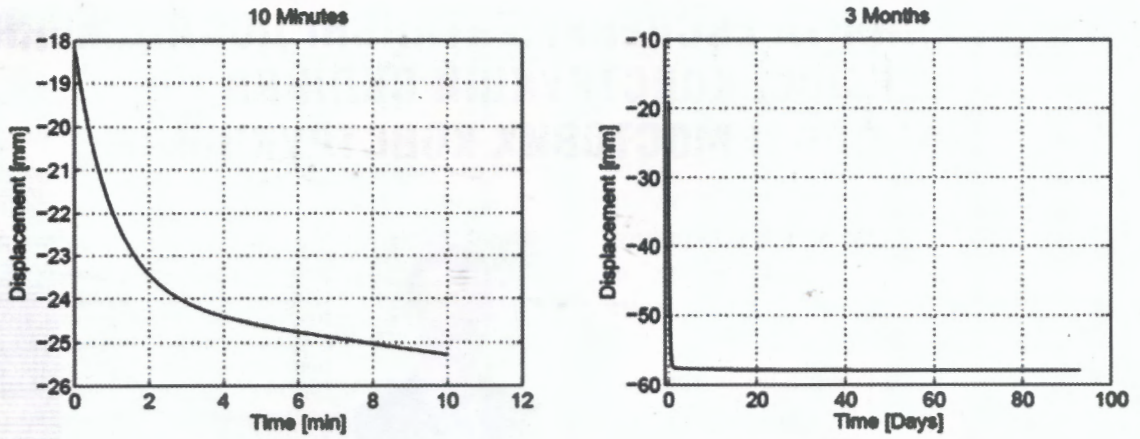


Рис. 1. Міст «Flying Dragon in the Sky» із триплекс-підлогою у Cangshan Mountain (КНР) (а); консоль із триплекс-підлогою у Національному парку Джаспер, Канада, 2014 р. (б)

© Білик А.С., Білик С.І., Цюпин Є.І.



(a) Displacement, 10 Min (b) Displacement, 3 Months

Рис. 2. Нелінійні деформації у триплексі від навантаження згідно з [4]

Мостовий пішохідно-велосипедний перехід між парками «Хрещатий» та «Володимирська гірка» у м. Києві почав експлуатуватися 24 травня 2019 року. Його проєктування і науковий супровід здійснювали проєктне бюро «Вартість» та кафедра металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА. Даний проєкт має особливості, пов'язані із ламаною формою в плані, розташуванням на складному рельєфі над автомобільним спуском та суміщеним призначенням, влаштуванням оглядових майданчиків і фрагментів скління в конструкції підлоги (рис. 3).

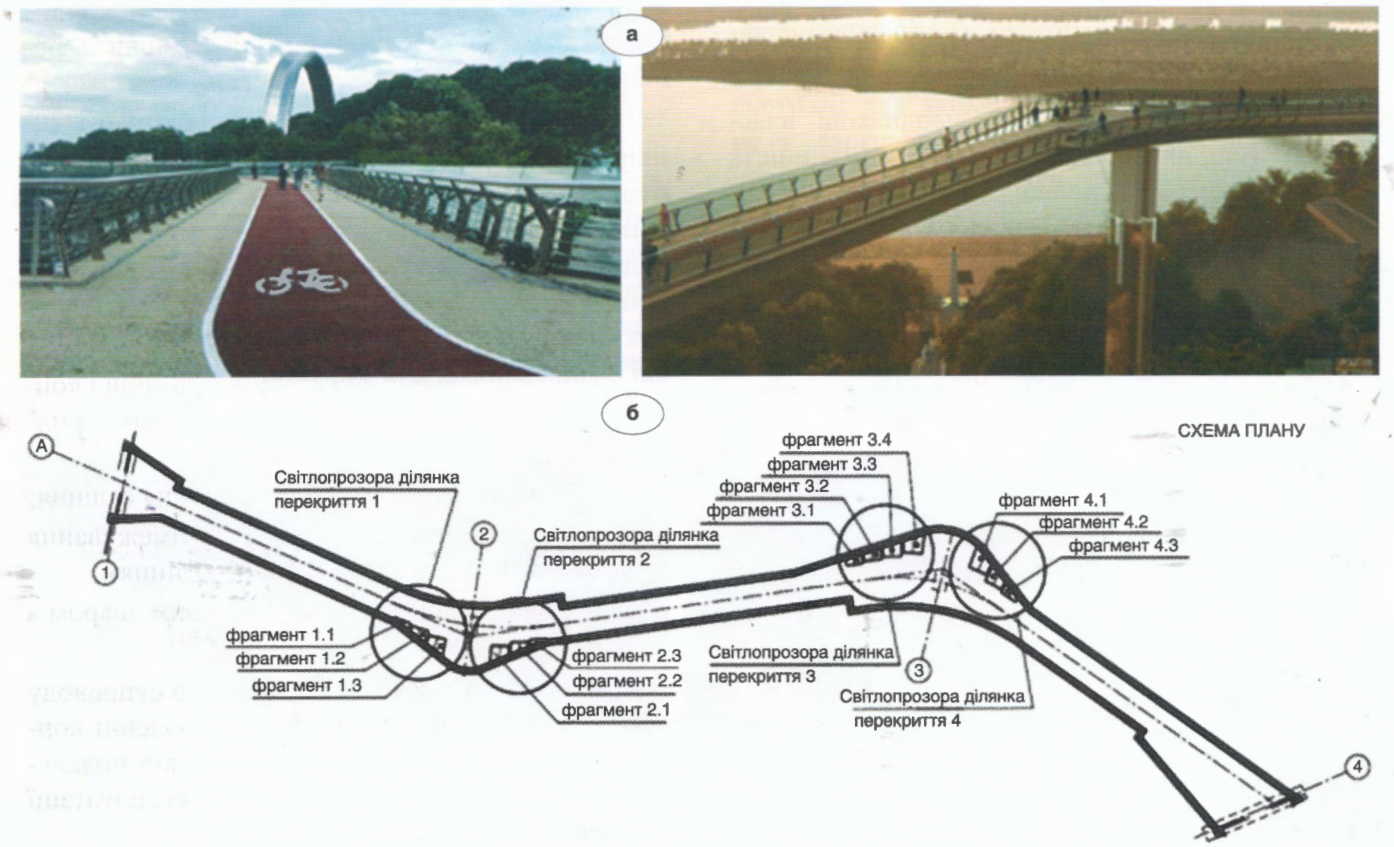


Рис. 3. Загальний вигляд мостового пішохідно-велосипедного переходу в м. Києві (а) та фрагменти скління на плані моста (б) [2]

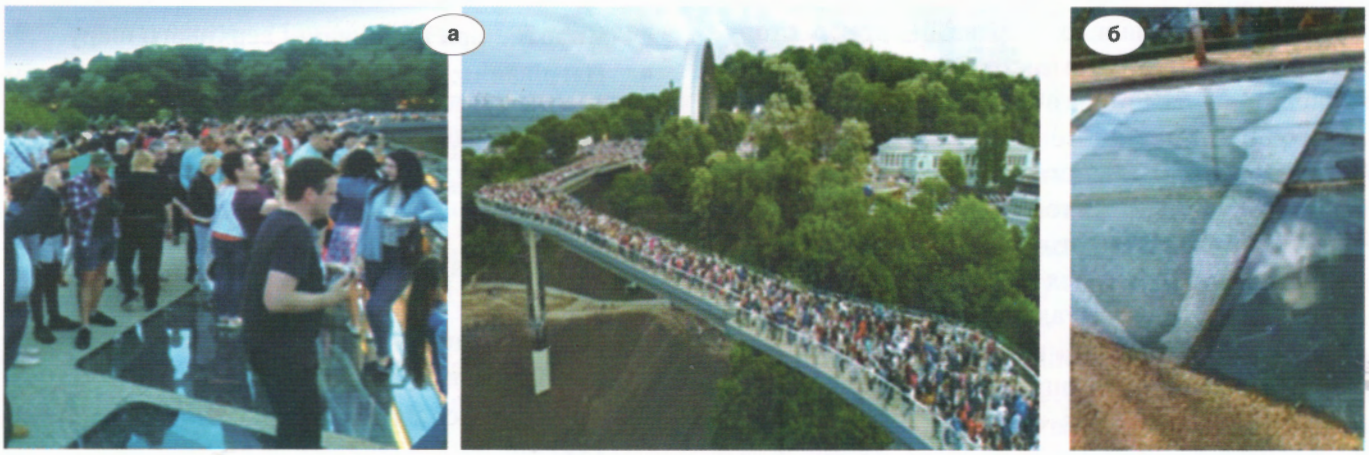


Рис. 4. Завантаження моста у день відкриття (а), наявність незакріплених абразивних елементів гравію на склінні; розтріскування верхнього накривного елемента скління, потрапляння вологи у підповерхневий шар (б)

Металоконструкції заповнення вікон були запроєктовані компанією «Вартість», пакет скління – прийнято за архітектурним проєктом.

У перші дні після відкриття міст відвідувало понад 10–15 тис. пішоходів щоденно (для порівняння: на мості із триплекс-підлогою у Zhangjiajie (Чжанцзяцзе, Китай) завдовжки 430 метрів, який було закрито на 13-й день експлуатації, наразі дозволено одночасне перебування не більше 800 людей і не більше 8000 на добу).

Після декількох днів такої експлуатації на верхньому накривному архітектурному елементі скління моста було виявлено тріщини (рис. 4).

Огляд показав, що сталося розтріскування верхнього накривного ненесного шару скління завтовшки 8 мм, що лежить на основному несному пакеті триплексу, який не був закріплений до нього. Пошкоджень несного триплексу та опорних металоконструкцій не виявлено.

Експертним шляхом встановлено, що основними причинами розтріскування верхнього накривного ненесного шару скління могли зокрема стати:

- абразивні ушкодження скління великою кількістю дрібних елементів гравію, що був нанесений на гусасфальт та попав на скління під час руху пішоходів, що не передбачено нормативними документами;
- ударні навантаження, концентратори напружень, які не передбачені проєктом;
- неконтрольований режим експлуатації (кількість одночасного перебування людей на мості);
- відсутність відмежування гусасфальта і склiння, наявність зазорів між ним і склінням, що могло призвести до потрапляння гравію і торцевих навантажень на накривний шар;
- різниця у формі скління внаслідок різниці товщини і режимів загартування, що породжує зазор між ненесним шаром і опорним триплексом, і як наслідок – несумісність роботи, потрапляння води;
- вібрації і локальні прогини від мостової конструкції;
- температурні деформації, які передаються від основної конструкції у місцях дотику;
- внутрішні напруження у склінні, які внаслідок додаткових впливів змінюють вигляд склопакетів.

Також була зафіксована наявність води і конденсату між накривним склом і несним триплексом, що могло статися через:

- нещільність герметизації примикання скління;
- відсутність торцевого елемента відмежування гусасфальту і зазори між ним і склінням;
- зазор, що утворився між ненесним шаром і опорним триплексом.

Таким чином, у рамках наукового супроводу постала задача, яка полягала у розробленні конструкції і системи убезпечення скла від подальших пошкоджень. Для безпечної експлуатації триплексу застосовуються:

- Накривні захисні скельця (sacrificial glass).
- Захисні плівки.
- Спеціальні режими експлуатації.

Захисні скельця, які переважно використовують для внутрішнього застосування, підлягають періодичній заміні раз на кілька місяців незалежно від їх технічного стану або частіше, у разі настання позаграничного стану. Зовнішні захисні полімерні плівки застосовують переважно для вертикальних елементів скління проти вандалізму тощо, іноді – для елементів сходів. Недоліками плівок є візуальне погіршення від їх застосування (не 100 % прозорість). До спеціальних режимів експлуатації відносять:

- ходіння по склу у бахілах;
- обмеження одночасної кількості відвідувачів;
- обмеження загальної кількості відвідувачів протягом дня;
- обмеження навантажень, дій відвідувачів тощо.

Аналіз світового досвіду показав, що в більшості випадків ззовні використовують несне скління без накривних елементів і плівок, а убезпечення скління триплексу від можливих пошкоджень вирішується за допомогою спеціальних режимів експлуатації.

Особливістю виконання вузлів несного скління є використання спеціальних опорних елементів, до яких можна віднести:

- опорні розподільні пластини, гумові та полімерні підкладки;
- сталеві та алюмінієві упорні контури;
- елементи для переходів і розмежування скління;
- накривні металеві контурні елементи.

Застосування спеціальних герметиків, праймерів тощо має бути враховано при розробленні рекомендацій із улаштування скління. На основі проведеного огляду запропоновано основні критерії **оцінки вирішень оновлених вузлів улаштування скління у мостовій конструкції і технічні вимоги до міцнісних та експлуатаційних характеристик основного пакета багатошарового скління.**

1. Механічна стійкість

- Рівномірно розподілене граничне розрахункове навантаження без урахування ваги пакета 750 кг/м^2 [11].
- Точкове граничне розрахункове навантаження: 450 кг на площі 100×100 мм.
- Клас стійкості при ударі м'яким тілом: СМ2 за національними нормами [11] (падіння мішка вагою 45±1 кг із висоти 0,7 м).
- Спротив при руйнуванні верхнього шару.
- Нагрівання: згідно з робочим проєктом (+60 °С).

Вимоги щодо вогнестійкості багатошарового скла, а також шумозахисту та звукоізоляції відсутні.

2. Експлуатаційна придатність

- Рівномірно розподілене експлуатаційне розрахункове навантаження без урахування ваги пакета 625 кг/м^2.
- Точкове експлуатаційне розрахункове навантаження 375 кг на площі 100×100 мм.
- Скло повинно бути механічно міцним і витримувати удар сталевої кулі масою (227 ± 2) г (довідково – діаметр кулі 38 мм), яка падає з висоти мінімум 2 м, згідно [12].
- Прогини і переміщення – обмеження за вертикальними прогинами з урахуванням крихкості матеріалу згідно з [13].
- Вологостійкість – скло повинно витримувати вплив вологи за температури 50 °С (для скла з коефіцієнтом поглинання більше 15 % – 70 °С) протягом 14 діб.
- Розмежування скління і гусасфальту – зменшення абразивного впливу, відсутність вразливих шарів.
- Недопущення появи конденсату – між можливим накривним шаром та основним несним пакетом не повинно утворюватися конденсату внаслідок точки роси, а також проникнення води від опадів та/або миття моста.
- Перша власна частота коливань найбільшого фрагмента має бути не менше 8 Гц. Вібраційні навантаження на скління, що можуть передаватися від моста, мають бути враховані самою конструкцією моста (власна частота коливань, демпфери, конструктивні заходи тощо). Рекомендовано в подальшому при експлуатації дослідити виникнення коливань на мості та їх можливу передачу на конструкції скління.
- Відсутність вад зовнішнього вигляду скління (подряпин, помутніння, різних включень тощо).
- Скління має бути із гладкошліфованою окрайкою згідно з [14].

3. Фізична спроможність

- Міст вже побудований і використовується за призначенням.

- Улаштування вузлів можливе тільки з поверхні моста.
- Монтажні навантаження і впливи не повинні перевищувати передбачених проєктом.
- Врахування реального експлуатаційного режиму моста за фактичними даними.

4. Життєвий цикл і експлуатація

- Гарантія на основний несний пакет має бути не менше 2 років.
- Пакет скління при експлуатації конструкції не повинен зміщуватись із опор. Насування та передачу бічних навантажень від асфальту тощо має убезпечувати конструкція моста.
- Зовнішнє покриття конструкції повинне виключати можливість утворення дрібних твердих, гострих кам'яних часток, а ізоляція між пакетом і асфальтом має унеможливлювати їх потрапляння в місце стику.
- Діагностика і раннє виявлення пошкоджень має бути максимально можливими при візуальному огляді елементів вузлів.
- Заміна скління має проводитися із мінімальними витратами і термінами зупинки моста, а утилізація елементів – в екологічно безпечний спосіб.

Вибухові навантаження і влучення куль від пострілів не враховувалися, так як мають бути убезпечені методами фізичної безпеки і активного захисту моста – камери стеження, датчики, охорона тощо. Рекомендовано унеможливити заїзд на міст несанкціонованих автівок методами пасивного захисту (боларди, підйом рельєфу тощо). При вогнепальному чи іншому подібному пошкодженні елементів скління моста, має бути проведене обстеження із тимчасовою зупинкою експлуатації і прийняттям рішення щодо заміни цілого фрагмента у разі необхідності. Запропоновано підняти існуючий чотиришаровий триплекс на 10 мм і використовувати без накривного скла (4 шари скління, плівка EVA) у металевому каркасі з притискними елементами. Спеціальний режим експлуатації – відсутність гравію на склінні, без накривного скла.

Розрахунки скління на удар. Для розрахунку триплексу на ударне навантаження було застосовано спеціалізований розрахунковий комплекс MEPLA із перевірки скління, в тому числі типу «триплекс». Збіжність між аналітичною, чисельною і експериментальною моделями показана в [1].

Задано було пакет скління 1500×1000 мм, складений 4-ма шарами скління по 10 мм із подвійною плівкою 0,76 мм PVB, що вносить незначний ступінь наближеності щодо результатів розрахунків, так як PVB близька до EVA і має менші характеристики в запас надійності. Також було враховано власну вагу скління 100 кг/м^2. Закріплення пакетів було прийнято шарнірне по контуру, як пластини.

Навантаження, прийняте до розрахунку у моделі: граничне розрахункове ударне маятником 50 кг (супроти 45 кг у запас надійності), із ударом від чистої висоти 700 мм згідно з DIN EN 12600, пружний удар двома пневмошинами. Розрахунок проведений у геометрично-нелінійній постановці в спеціалізованій програмі MEPLA із реалізацією МСЕ.

Згідно з розрахунком, максимальні переміщення за МСЕ склали –12,81 мм прогину у середній точці скління (рис. 5). При аварійних ситуаціях, до яких відноситься удар, прогини не обмежуються.

Максимальні напруження досягають 33,17 МПа у нижньому шарі, що менше розрахункового опору для загартованого скла триплексу 88 МПа. На скління, плівку і матеріали в опорних частинах мають бути додатково надані сертифікати.

Слід зазначити, що навіть при руйнуванні нижнього скла міцність пакета із трьох шарів є забезпеченою на дію граничних розрахункових навантажень від натовпу (див. [1]). Також варто зауважити, що скло як крихкий матеріал вразливе до точкових ударів молотками або подібними предметами. Проте руйнування верхнього скла від таких дій все одно не призводить до руйнування всього пакета, так як міцність пакета із трьох шарів розрахована на дію граничних розрахункових навантажень від натовпу.

Таким чином, 4-шаровий існуючий триплекс без накривного шару відповідає вимогам удару м'яким тілом за класом СМ2.

Розрахунки на точкове навантаження. Для розрахунків триплексу на точкове навантаження було взяте точкове граничне розрахункове навантаження: 450 кг на площі 100×100 мм. Також було враховано власну вагу скління 100 кг/м^2. З'єднувальна плівка розрахована на нагрівання до 50 °С.

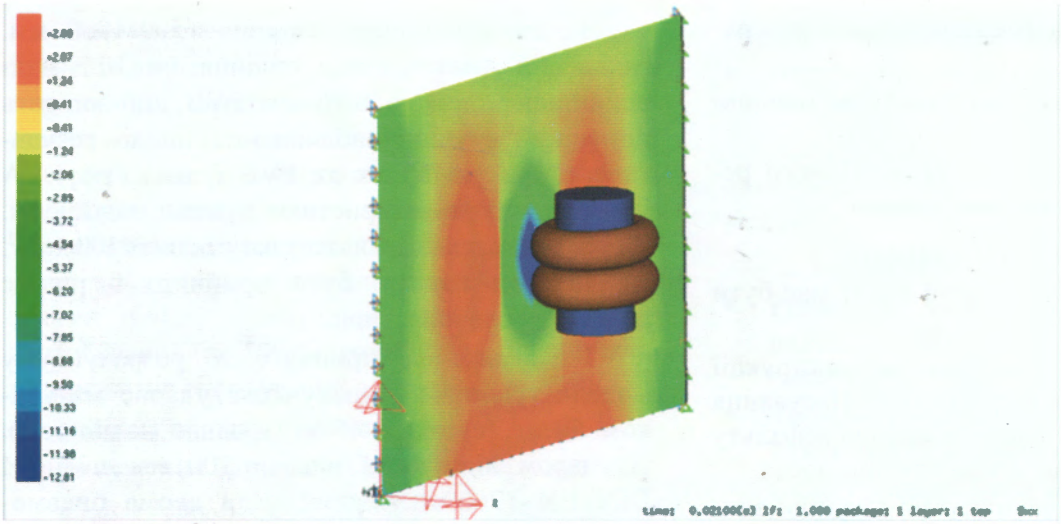


Рис. 5. Ізополя переміщень досліджуваного зразка триплексу. Максимальний прогин

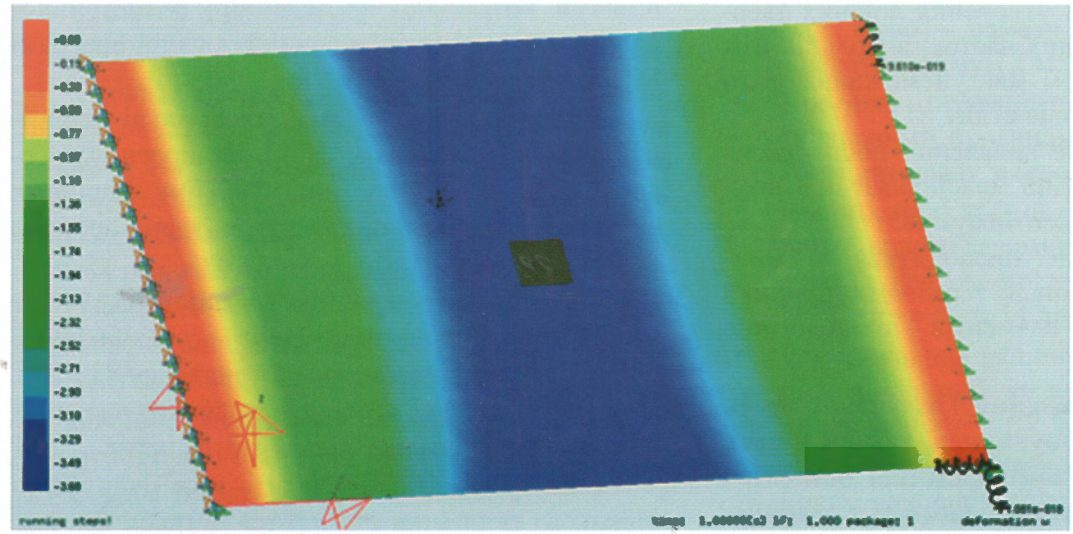


Рис. 6. Ізополя переміщень досліджуваного зразка триплексу. Максимальний зворотний вигин

За розрахунком у програмі MEPLA максимальні переміщення склали –3,68 мм зворотного прогину у середній точці скління (рис. 6).

Отриманий прогин навіть при граничних розрахункових навантаженнях мінімального несного пакета відповідає нормативним обмеженням за [13], які дорівнюють 1500/150 = 10 мм. Визначено, що максимальні напруження досягають 4,4 МПа у верхньому шарі, що менше несної здатності для скла триплексу.

Слід зазначити, що дане точкове навантаження не є ударним, тобто скління не розраховується на удар важким гострим предметом, оскільки випадкові навантаження подібного характеру неприпустимі згідно з режимом експлуатації моста, а навмисні – мають бути убезпечені фізичною охороною і спостережними системами.

Окремо аналітичним методом було розраховано частоти коливань конструкцій скління. Для першої форми спектра частот для розрахункової смуги завширшки 1 м та прогоном 1,5 м власна частота коливань становить 13,63 Гц, що більше загальнорекомендованого значення (зокрема мінімум 5 Гц за європейськими нормами) для споруд із можливим перебуванням людей, як основного фактора резонансних збурень і критерію обмеження коливань. Таким чином, власна частота коливань контрольного елемента скління є задовільною для першої та інших форм коливань. Випадки із ураганними вітрами, вібрацією від звуку машин, що проїжджають під мостом, чи іншими джерелами збурень не розглядаються.

Експериментальні дослідження. З метою визначення необхідної несної здатності в екстремальних умовах перевантаження (наїзд транспорту, принесення вантажів, еквівалентні ударні навантаження тощо), а також реологічних властивостей плівки були проведені експериментальні дослідження несної здатності пакета, найменшого за товщиною.

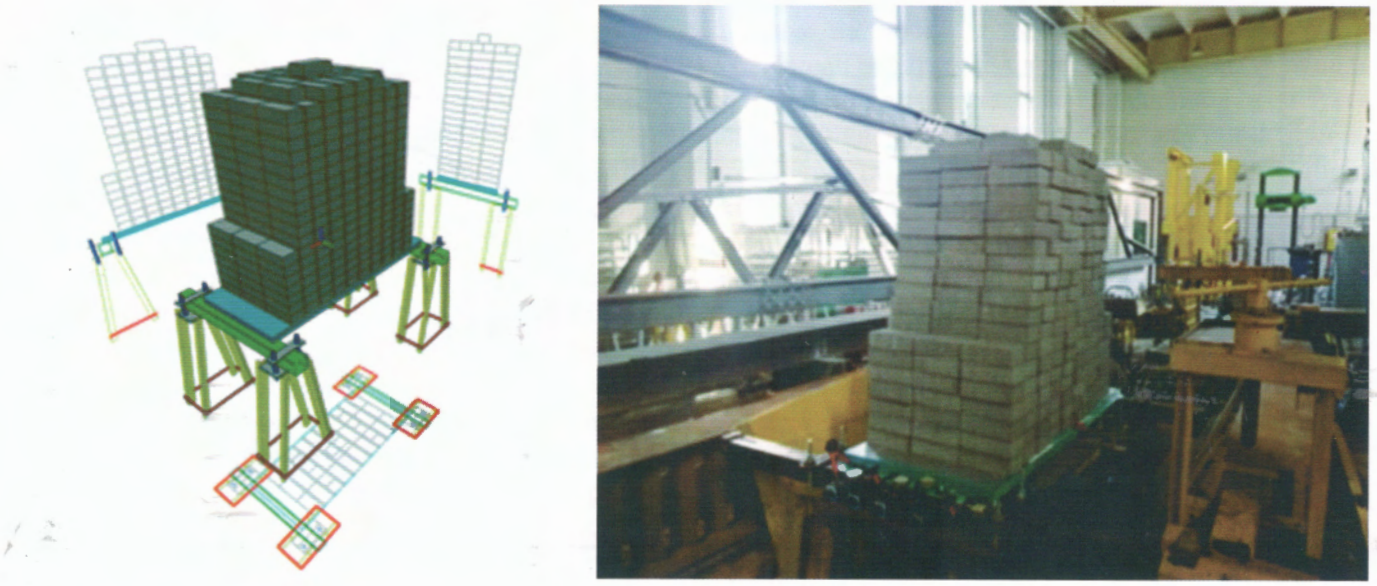


Рис. 7. Тривимірна модель експериментальної установки із завантаженням та її фото у випробувальному центрі КНУБА

Рис. 8. Вигляд установки і кріплення бічних датчиків зсуву шарів та прогиноміру через подвійний блочок, відвіс і спарений алюмінієвий кутик на струбцинах по центру прогону скління

Для цього було використано експериментальну установку (рис. 7). Для експериментальних досліджень було взято зразок триплексу 1400 на 600 мм із 4-х шарів гартованого скла, кожне завтовшки по 10 мм, з урахуванням прогону, близького до максимального у реальній конструкції моста. Характеристика клейової плівки 0,76 мм була надана виробником [15, 16].

Рівномірно розподілене навантаження моделювалося еквівалентними смугами завантаження із стандартизованих нових клінкерних блоків заводського машинного формування, розмірами 100×200×60 мм. Контрольне зважування наявних блоків показало середню вагу 2650 г кожного, із допустимим розкидом ±100 г. Блоки поза даним розкидом були враховані окремо. Між рядами блоків при завантаженні залишені проміжки з метою уникнення утворення аркового ефекту і відповідного перерозподілу навантажень внаслідок прогинів скла. Випробування проводилися у випробувальному центрі КНУБА.

Установка була влаштована із чотирьох металевих опор із розподільними балками із гнутозварних профілів прямокутного перерізу з імітацією реальних умов спирання. Опорні вузли влаштовано із підкладками з вінілу та пінополістиролу за аналогом проєктного вузла. Для вимірювання переміщень застосовано датчики годинникового типу із візуальним зняттям показів. Вивірення геометрії положень установки та зразка проводилося за допомогою будівельного рівня, штангенциркуля та лазерної рулетки. Досягнуто задовільної точності та вирівнювання для задач даного експерименту (рис. 8).

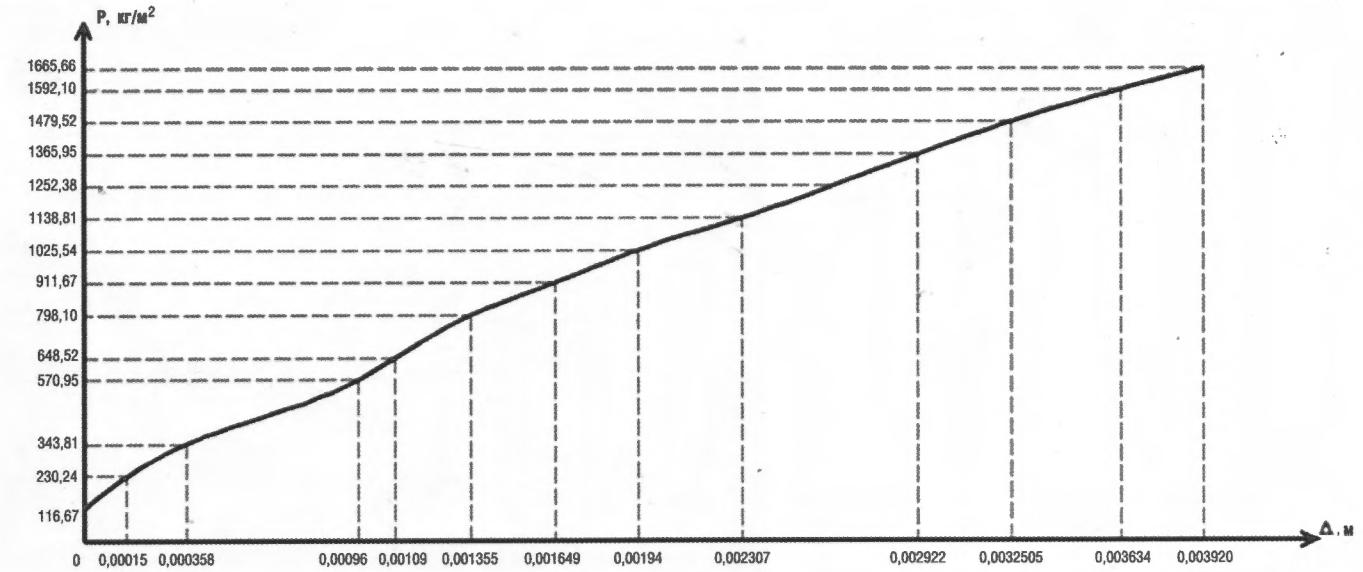


Рис. 9. Навантаження на 1 м^2 переміщення при ступенях завантаження

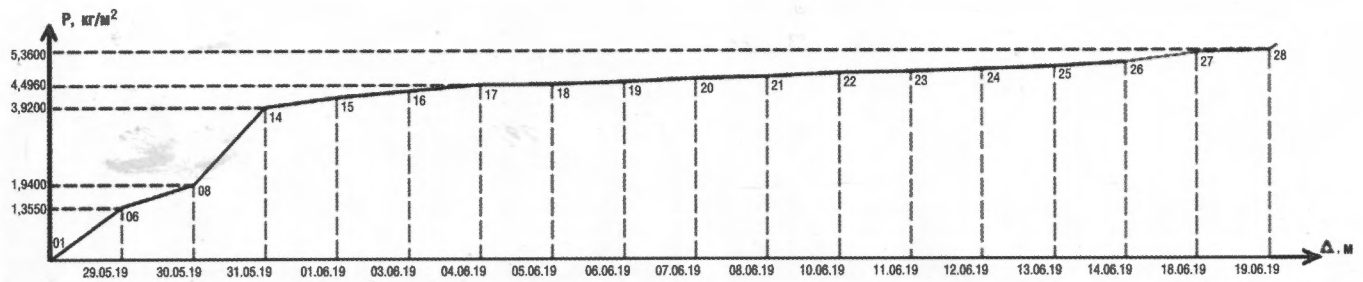


Рис. 10. Залежність від часу при тривалих спостереженнях на 1 м^2 переміщення

Установка закріплена до силової підлоги анкерними болтами і привантажена вантажем. Ступені завантаження контролювалися кількістю рядів і шарів блоків. Процес і покази датчиків підлягали постійній фотофіксації. Спостереження велися із періодами між ступенями завантаження. Реологічні властивості вивчалися шляхом залишення зразка під навантаженням мінімум на добу після ключових етапів завантаження, розвантаженням із подальшою фіксацією прогинів. Зразок був завантажений до максимального статичного навантаження 1665,66 кг/м^2 із одним циклом повного розвантаження і рознесенням завантажень та зняття показів у часі протягом трьох тижнів. На рис. 9 наведена залежність ваги на 1 м^2 і кількість ступенів навантажень, а на рис. 10 – залежність ваги на 1 м^2 і зафіксованих переміщень.

Нелінійність вертикальних переміщень свідчить про складну поведінку шарів з'єднувальної плівки і шарів гартованого скла і про роль цієї плівки як фактора неодночасної роботи шарів скління (запізнювання зсуву), виправданість застосування коефіцієнта умов роботи. При цьому відносно невелика розбіжність значень аналітичного розрахунку і експерименту свідчить про правомірність застосування аналітичної моделі для розрахунків подібних конструкцій. Максимальне значення прогину в експерименті склало 3,920 мм, що відповідає діючим обмеженням, зокрема [13] (1400/150 = 9,33 мм).

У той же час спостереження за поведінкою зразка під навантаженням протягом року показали в цілому релаксацію напружень і зміни вимірів за датчиками зсуву шарів у межах похибок вимірювань і впливу випадкових чинників.

Висновки. Отримані експериментальним шляхом результати свідчать, що скління проєктованої конструкції при визначеному прогоні витримує рівномірно розподілене навантаження, задане проєктом. Істотні реологічні властивості (відносне зміщення шарів скління, повзучість клейового шару, зсунення із опор тощо) під час спостережень зафіксовані не були. Втім, виявлено повільне зростання прогинів скління при

постійному позаграничному навантаженні, що свідчить про те, що в реальній конструкції моста слід уникати постійного перевантаження скляних елементів. Було також розроблено рекомендації із улаштування і експлуатації скління. Зокрема рекомендовано розробити спеціальний «Регламент експлуатації», у якому передбачити правила безпечної експлуатації, терміни, засоби і способи очищення моста, в тому числі скління; періодичність і порядок здійснення профілактичних оглядів, обстежень, геодезичних спостережень, поточних ремонтів та інші критерії експлуатаційної придатності, параметри граничних навантажень на міст, концепцію охорони, фізичної безпеки і активного захисту моста – камери стеження, чергування, умови закриття моста, а також передбачити встановлення спеціальних датчиків, станцій моніторингу (переміщень, швидкості вітру, коливань моста тощо) із виведенням даних на спеціальну автоматизовану систему моніторингу і управління експлуатуючої організації. Слід унеможливити відшарування гравію чи потрапляння на скло інших абразивних часток, а прибирання моста і прилеглих зон здійснювати не менше ніж два рази на день. Перед входом на мости зі склінням варто встановити спеціальні решітчасті ділянки підлоги, як на входах до будівель, які будуть знімати зайвий бруд із взуття відвідувачів. Проте загалом використання гравію як покриття для мостів, особливо зі склінням, категорично не допустиме, так як створює умови для абразивного пошкодження і небезпеку для автівок, що проїжджають під мостом, при вилущенні камінців і вилітанні за межі полотна.

На основі рекомендацій спільно із монтажною та генпроєктувальною організаціями розроблено і реалізовано пропонований вузол кріплення пакета багатошарового скління до металевої підоснови моста.

Отже, застосування першого в Україні несного скління як підлоги для мостових конструкцій дало змогу набути досвіду експлуатації і виявити недоліки та проблемні місця в несумісності архітектурних рішень. Науковий супровід із чисельним моделюванням і експериментальними дослідженнями натомість показав надійність сучасних триплекс-систем і можливість у подальшому успішно застосовувати подібні вирішення для отримання архітектурно виразних і знакових об'єктів.

[1] Науково-технічний звіт № 23-19/71-19 «Розробка рекомендацій щодо улаштування вузлів спирання несучого скління на опорні конструкції підлоги об'єкту: «Будівництво мостового пішохідно-велосипедного переходу між парками «Хрещатий» та «Володимирська гірка» в Печерському та Шевченківському районах». / Білик А.С., Білик С.І., КНУБА 2019 р. – 49 с.

[2] Проект ТОМ 2 КНИГА 1 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ МОСТУ 10/2017-К.ПМ.П «Будівництво мостового пішохідно-велосипедного переходу між парками «Хрещатий» та «Володимирська гірка» в Печерському та Шевченківському районах» (коригування)». ТОВ «Проектні системи ЛТД» м. Київ, 2019 рік.

[3] Mathias Haldimann, Andreas Luible, Mauro Overend (2008): Structural Use of Glass, Internacional Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Publisher: IABSE-AIPC-IVBH ETH Zürich, Switzerland, ISBN 978-3-85748-119-2.

[4] Educational pack of COST Action TU0905 «Structural Glass – Novel design methods and next generation products»

[5] *Weller, B., Wünsch, J., & Härth, K.* (2005): Experimental Study on Different Interlayer Materials for Laminated Glass. EVA. Glass Processing Days 2005 (pp. 124–127). Tampere.

[6] *O. Alsaed, I. S. Jalham* Polyvinyl Butyral (PVB) and Ethyl Vinyl Acetate (EVA) as a Binding Material for Laminated Glass, Volume 6, Number 2, April 2012 ISSN 1995-6665 Pages 127 – 133, Jordan Journal of Mechanical and Industrial Engineering

[7] *John Colvin*, JCGC Ltd.: Comparison of Monolithic and Laminated Glass; Glass Performance Days 2007, Tampere/Finland, Conference Proceedings, Pages 648 – 649, www.gpd.fi.

[8] MECHANICAL PROPERTIES OF INTERLAYERS IN LAMINATED GLASS Experimental and Numerical Evaluation CAMILLA FORS Master's Dissertation ISRN LUTVDG/TVSM–14/5198–SE (1-52) I Lund University, Sweden 63 p.

[9] ДСТУ EN 12543-2:2016 Неруйнівний контроль. Характеристики фокусних плям у промислових рентгенівських системах, які використовують у неруйнівному контролі. Частина 2. Метод радіографії із застосуванням мікроканальної камери.

[10] Test report relating to a glass product according to European standard EN-ISO 12543-2, laminated safety glass, concerning the product marked as: Laminated glass ESG 8 Silver 70 HD #2/ 2*0.38 EVOLAM F(ace) / ESG 8 EC, manufactured by: SAI «КАТАР» 12 June 2018.

[11] ДСТУ Б В.2.7-123:2004 Скло багатошарове будівельного призначення Технічні умови. – К.: Держбуд України. – 2004. – С. 39.

[12] ДСТУ Б В.2.7-110-2001 Скло загартоване будівельне. Технічні умови. – К.: Держбуд України. – 2001. – С. 18.

[13] ДСТУ Б.В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – К.: Мінбуд України. – 2006. – С. 15.

[14] EN 12150-1 Glass in building – Thermally toughened soda lime silicate safety glass, 2020.

[15] http://www.modu-lit.com

[16] http://www.saint-gobain.ua

Надійшла 09.07.2021 р.

ОСОБЛИВОСТІ ПРОДОВЖЕННЯ ТЕРМІНУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ШЛЯХОПРОВОДУ НА ПІДПРИЄМСТВІ МЕТАЛУРГІЙНОГО КОМПЛЕКСУ

О.М. Гібаленко
завідувач кафедри «Архітектура»
Приазовського державного технічного університету,
д.т.н., професор

А.М. Онищенко
завідувач кафедри мостів, тунелів та гідротехнічних споруд
Національного транспортного університету,
д.т.н., професор

Г.О. Мельник
аспірант кафедри «Архітектура»
Приазовського державного технічного університету

У забезпеченні ефективності технологічного процесу металургійного виробництва визначальну роль відіграє автодорожня інфраструктура, яка включає споруди шляхопроводів, по яких переміщуються вантажі і розташовуються інженерні мережі підприємства.

Від якості та надійності роботи шляхопроводу залежить стабільність автодорожнього сполучення і роботи інженерних мереж, що в свою чергу визначає ефективність функціонування всього виробничого процесу. Шляхопровід, що розглядається, обладнаний проїзною частиною і тротуарами, огородженими бордюрним камінням і декоративним турнікетом (рис. 1). Несні конструкції (прогонова плита, головні і допоміжні балки, колони, опори) – залізобетонні. Прогин моста по крайніх рядах колон становить 29,5 м, найбільша висота до низу несних конструкцій 5,5...6,0 м. Ширина на рівні проїзної частини близько 8 м. Основні конструктивні характеристики шляхопроводу: прогони 2×14740 мм, ширина 11030 мм, висота 10092 мм. Дорожнє покриття – асфальтобетон, покладений поверх шару доменного шлаку і шару гідроізоляції (руберойд). Укоси з обох сторін облаштовані природним каменем.

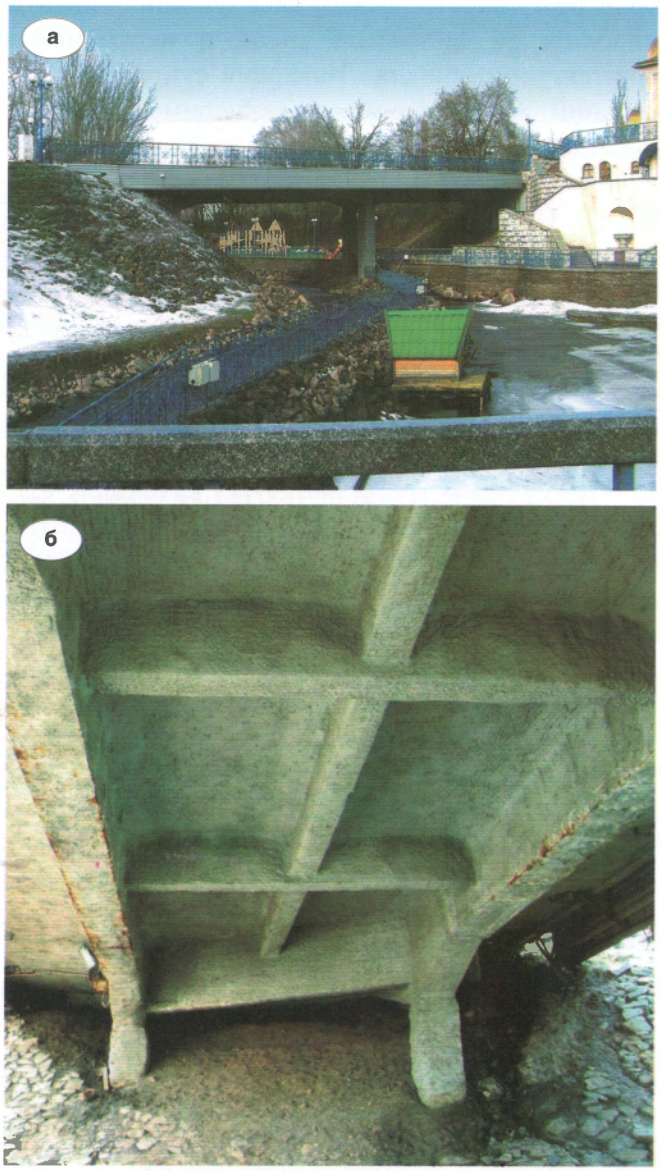


Рис. 1. Конструктивне вирішення шляхопроводу:
а – прогонова будова; **б** – опорна частина

Експлуатація конструкцій шляхопроводу здійснюється в складних виробничих умовах при значних динамічних впливах. Умови експлуатації характеризуються підвищеним вмістом агресивних компонентів і пилових опадів, що ускладнює виконання ремонтно-відновлювальних робіт. Зас-

тосування протиожеледних реагентів, багаторазові перепади температури, атмосферні впливи в сукупності з викидами металургійного підприємства [6] у деяких випадках мають більш руйнівний вплив, ніж силові впливи. Найбільш інтенсивних пошкоджень зазнають торці ригелів опор, поверхні крайніх балок, тротуарні конструкції.

При оцінюванні технічного стану шляхопроводу було виявлено наступні характерні дефекти та пошкодження: руйнування захисного шару бетону, вилуговування, корозія арматури, виникнення, накопичення і розвиток тріщин. Протягом більш як 30-ти років експлуатації захисний шар бетону втратив свої властивості, що призвело до інтенсивної корозії арматури і зниження надійності та довговічності споруди. Дефекти залізобетонних конструкцій є результатом агресивного впливу промислового середовища, помилок, допущених при проєктуванні, низької якості будівельних робіт (табл. 1). Однак, найголовніше – це відсутність належної системи експлуатації та технічного обслуговування [7].

Кодована схема місць розташування дефектів приведена на рис. 2.

Зниження очікуваного ресурсу мостових споруд шляхопроводу пояснюється перш за все низькою якістю будівництва та ремонтно-відновлювальних робіт, а також відсутністю концептуальної системи технічного регулювання надійності та безпеки будівельних конструкцій. Слід зазначити, що недовговічність експлуатації споруди досить часто прослідковується ще на стадії її проєктування, адже норми, за якими зведено більшість мостів, не містять апарату управління довговічністю. В них відсутні практичні рекомендації, які б дозволили закласти в проєкт конкретно визначений необхідний ресурс споруди, та дієві методи проєктування залізобетонних елементів мостів, що включають управління довговічністю. Така невизначеність при прогнозуванні довговічності мостових споруд призводить до того, що граничні стани настають набагато раніше нормативного терміну [3]. Тому стає зрозумілим, що з метою безаварійної експлуатації, продовження терміну служби, оперативного планування ремонтів та реконструкції споруд, необхідно виконати оцінку і прогноз технічного стану елементів моста, зокрема його прогонових будов, що й було зроблено. При цьому важливу роль

Таблиця 1

Характерні пошкодження прогонової будови моста

Пошкодження	Причини
Тріщини в асфальтобетонному покритті дорожнього полотна з шириною розкриття 10–24 мм, напливи, втрата суцільності	Нерівномірне просідання несних колон і опор. Відсутність водостоків (коритоподібних), накопичення вологи
Вологонасичення дорожнього полотна	Збільшення розрахункового навантаження на конструкцію споруди
Коритоподібність дорожнього полотна	Накопичення атмосферних опадів на поверхні і в тілі дорожнього полотна
Руйнування головної балки	Корозія бетону, дефекти монтажу
Руйнування основного тіла колони	Підмив підпору річковим потоком. Збільшення навантаження
Корозія бетону плити (поява сталактитів, висолів). Розклинювальна дія замерзлої води (в зимовий період)	Проникнення у бетон розчину солі через несуцільніть дорожнього полотна. Накопичення вологи. Руйнівні цикли заморожування-відтавання. Відсутність надійної системи дренажу (вологи, атмосферних опадів)
Пошкодження кріплень балок до опор	Нерівномірні просідання колон, ускладнення монтажу та експлуатації інженерних комунікацій
Пошкодження плити покриття (руйнування захисного шару бетону, тріщини в захисному шарі бетону і корозія арматури до 50 %)	Динамічні впливи, ненадійні кріплення комунікацій і дорожніх облаштувань
Корозія арматури елементів залізобетонного каркаса більше 50 %	Недостатній захисний шар, що не забезпечує цілісність робочої арматури
Пошкодження опорної частини колони	Вплив проточної води
Руйнування укосу	Відсутність елементів зміцнення, можливість руйнування грунту
Примітка. Стан та конструкції дорожнього полотна визначено за результатами дослідження розрізу шурфів у контрольних точках.	

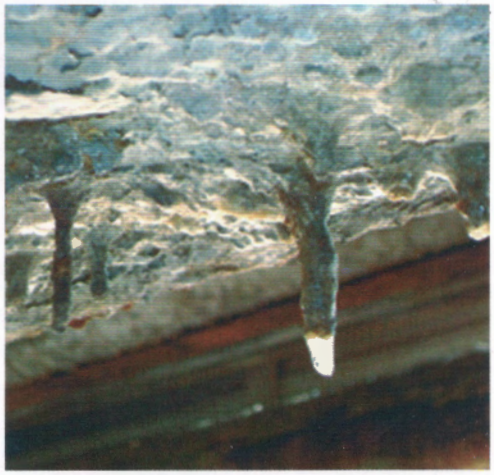
Пошкодження прогонової будови моста
(до табл. 1)

Руйнування шару торкретбетону головних і допоміжних балок. Оголення робочої, допоміжної арматури і елементів обв'язки – відколи кутів і ребер, тріщини захисного шару. Зменшення поперечного перерізу несних конструкцій і обв'язки (елементів зовнішнього армування). Руйнування вузлових з'єднань металоконструкцій

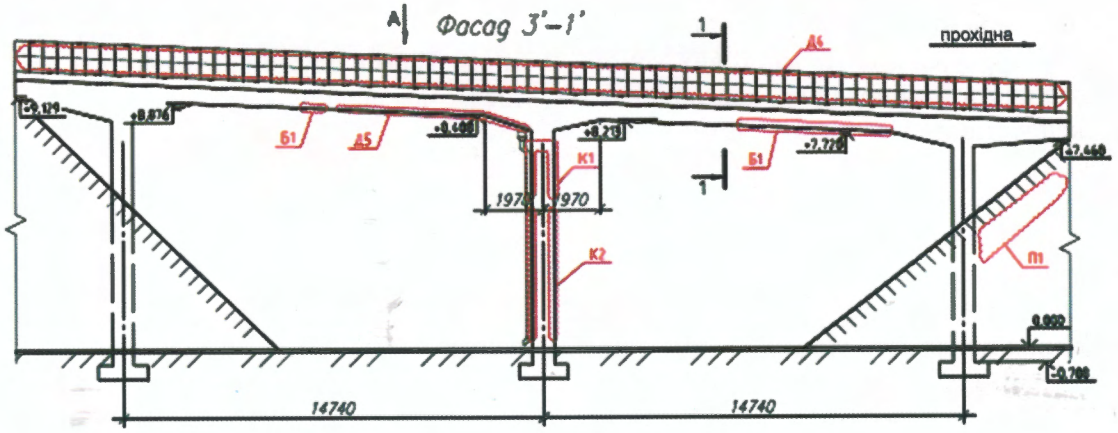
Корозійні пошкодження елементів інженерних мереж, облаштування та їх кріплень. Руйнування лакофарбового протикорозійного покриття. Зменшення поперечного перерізу елементів

Руйнування і зміщення асфальтобетонного дорожнього покриття. Порушення цілісності дорожнього покриття, водовідвідних та ізолювальних властивостей асфальтобетону. Руйнування основного матеріалу конструкцій при замерзанні-відтаванні

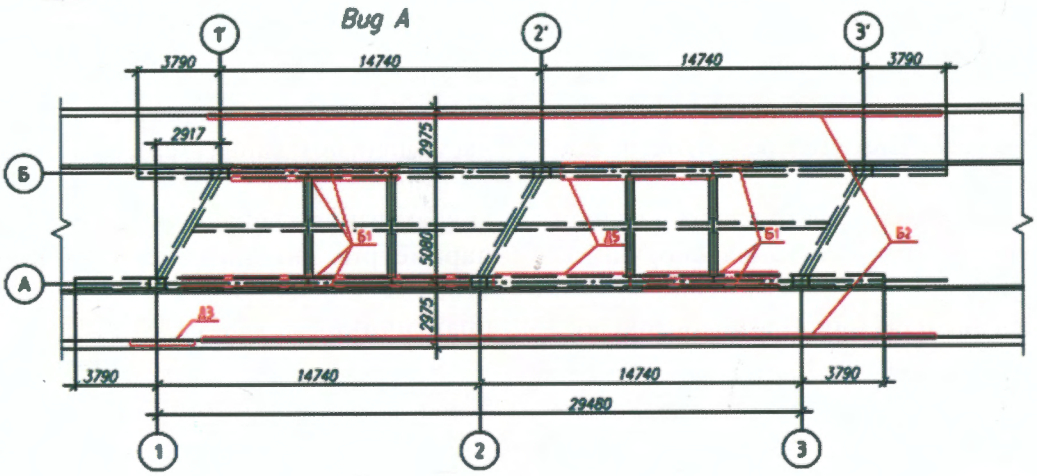
Порушення цілісності захисного шару монолітної залізобетонної плити прогонової будови. Вимивання в'яжучого з шлакового шару. Поява сталактитів. Корозійне зношення обв'язки конструкцій балок



а



б



в

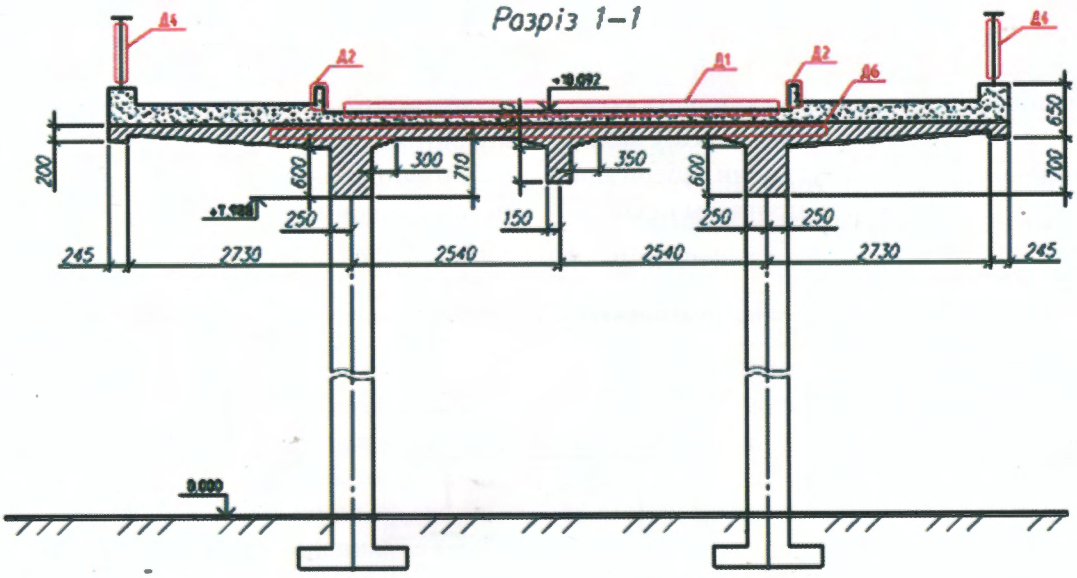


Рис. 2. Схема розташування дефектів і пошкоджень конструкцій прогонової будови:
а – фасад 3'–1'; **б** – вид А; **в** – розріз 1–1

відіграє підхід, орієнтований на прогнозування залишкового ресурсу елементів мостових конструкцій, можливість оцінювання довговічності на стадії експлуатації. Набувають актуальності дослідження, спрямовані на вирішення проблеми прогнозування терміну служби залізобетонної прогонової будови автодорожніх мостів із врахуванням кінетики протікання дегазаційних процесів у бетоні захисного шару і арматури [4].

Дослідження полягають у розробленні методики прогнозувань і забезпечення терміну служби залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів на основі моделювання розвитку та протікання деградаційних процесів у матеріалах і елементах несних конструкцій прогонової будови на прикладі автодорожнього моста металургійного підприємства; впровадженні методів оцінювання ознак працездатного стану споруди шляхопроводу; визначенні методів ремонтного відновлення для обґрунтування конструкторсько-технологічних рішень реконструкції та вжиття заходів технічного обслуговування споруди за фактичним станом [5].

Результати дослідження. При виконанні досліджень було вжито техніко-технологічних заходів щодо забезпечення надійності конструкцій під час технічного обслуговування за фактичним станом. На підставі аналізу даних натурних досліджень визначено необхідність розроблення проєктних рішень для забезпечення потрібних паспортних характеристик і режимів експлуатації шляхопроводу.

Згідно з вимогами [8] конструкції повинні бути запроєктовані, побудовані і експлуатуватися таким чином, щоб при непрогнозованому впливі навколишнього середовища вони зберігали свою надійність і довговічність протягом певного часу без збільшення витрат на утримання і ремонт. Термін служби визначається як період часу після завершення будівництва до моменту технічного обстеження, протягом якого зберігаються експлуатаційні властивості матеріалів. Виконання цієї вимоги має здійснюватися шляхом вибору відповідних матеріалів і методів розрахунку та вжиттям відповідних контрольних заходів на всіх стадіях життєвого циклу конструкції (проєктування, будівництво, експлуатація). Орієнтовний термін служби мостів складає 100 років [9].

Для досягнення поставленої мети було виконано аналіз основних деградаційних процесів, пошкоджень та дефектів, інших причин, що знижують довговічність залізобетонних конструкцій прогонової будови; існуючих підходів до оцінки надійності і довговічності залізобетонних прогонових будівель автодорожнього моста в функції часу; прогнозування терміну служби споруди на стадії як проєктування, так і модернізації із врахуванням випадкового характеру вихідних параметрів; виконано верифікацію та обґрунтування складеного алгоритму; розроблено практичний механізм управління терміном служби залізобетонної прогонової будови автодорожнього моста на стадії проєктування та модернізації [10].

Послідовність виконання розробленої методики у вигляді покрокового алгоритму приведено на рис. 3. Заходи з відновлення необхідної довговічності реалізовані при розробленні конструкторсько-технологічних напрацювань (табл. 2).

Розроблено програму забезпечення надійності експлуатації, що включає такі заходи. Центральні колони підсилюються шляхом влаштування залізобетонної монолітної обойми по периметру перетину колони від рівня фундаменту до низу то-

Таблиця 2

Прийняті конструкторські рішення ремонтного відновлення

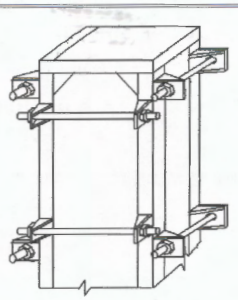
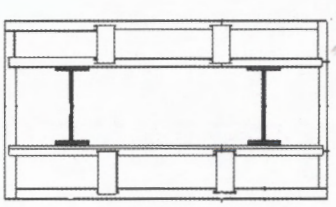
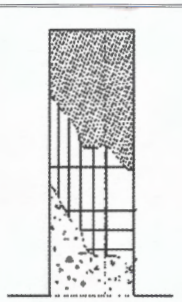
		
Підсилення крайніх колон прогонової будови	**Ремонтне відновлення бази колони (вид зверху)**	**Відновлення несної здатності стрижня колони**

Рис. 3. Схема покрокового алгоритму управління моніторингом фактичного стану конструкцій

ловних балок. Підсилення головних балок здійснюється влаштуванням обв'язки з кутиків, пластин і елементів болтових з'єднань з наступним оштукатурюванням по сітці. Відновлення зовнішньої поверхні нижньої частини прогонової будови виконується нанесенням захисного шару вологостійкого бетону по металевій сітці методом торкретування, а консольних ділянок тротуарної частини полотна – нанесенням штукатурного шару на розчині з високими адгезивними властивостями до поверхні. Плита проїзної частини прогонової будови підсилюється шляхом влаштування монолітної залізобетонної плити. Асфальтобетонне покриття виконується згідно з діючими нормами.

Внаслідок аварійного стану конструктивних елементів мостової будови передбачено послідовний демонтаж дорожнього полотна, що складається з декількох шарів асфальтобетону, піщаної підсипки, гідроізоляційного килимка, вирівнювання системою цементно-піщаних стяжок; демонтаж інженерного обладнання (турнікета, інженерних комунікацій трубопроводів), плити перекриття, допоміжних і головних балок, несних колон, а також відновлення функцій захисного шару бетону і основного тіла бетону плити перекриття шляхом пенетрації поверхні бетону з нижньої і верхньої сторін плити перекриття. Розроблено технологічну схему виконання робіт:

- очищення конструкцій від бетону, що відшаровується, корозії тощо; нанесення насічки на площинних ділянках колон, промивання поверхні водою, просушування;
- видалення дорожнього полотна до верхньої поверхні плити; видалення гідроізоляційного шару;
- нанесення шару ґрунту на поверхню конструктивних елементів;
- підсилення конструкцій згідно з технологією виробництва залізобетонних робіт;
- влаштування укосів і конусів досипанням ґрунту, влаштування дорожнього шару і виконання дорожнього розмічення.

При підсиленні головних балок необхідно відновити зчеплення арматури з бетоном, для цього арматура ретельно очищається від продуктів корозії; пошарово наноситься торкретбетон із заповненням проміжків між арматурою до відновлення проєктного перерізу бетону; до висихання бетону виконується обв'язка балок і затягуються болти. Роботи з торкретування виконуються відповідно до чинних норм.

Висновки. Конструкції шляхопроводу в результаті тривалої експлуатації набули значних пошкоджень, особливо елементи прогонової будови. Для підтримання експлуатаційної придатності були вжиті заходи контролю його стану. При цьому враховано, що до обсягу робіт з періодичного контролю стану конструкцій входить виконання детального обстеження всіх елементів. Методика діагностики забезпечення контролю технічного стану спрямована на підтримку працездатності шляхопроводу за рахунок своєчасного попередження процесу зношення, унеможливлення аварійних ситуацій, створення актуальної бази даних технічного стану елементів будівлі моста [11]. Основні положення розробленої методики полягають у наступному:

- працездатний стан шляхопроводу в цілому характеризується узагальненими показниками дійсного стану конструкцій;
- встановлюється функціональна залежність між працездатністю споруди і значеннями узагальнених показників;
- при виконанні контролю здійснюється перевірка величин значень показників у допустимих межах;
- на підставі аналізу конструктивних рішень і статистичних досліджень встановлюються такі контрольовані показники: геометричні характеристики прогонової будови; значення величин зсувів і деформацій елементів конструкцій і всієї споруди в цілому;
- практична реалізація положень методичного підходу здійснюється під час огляду споруди та виявлення недопустимих пошкоджень основних елементів конструкцій прогонової будови шляхопроводу і опор; зонування конструкцій за ступенем інтенсивності зношення і вжиття необхідних заходів за результатами контролю; проведення процедури визначення величин узагальнених показників і прийняття рішень щодо подальшої експлуатації на підставі їх фактичних значень.

На основі пропонованої методики розроблені заходи із забезпечення надійності при моніторинговому контролі стану шляхопроводу зі складанням документації на виконання ремонтних робіт. До складу документації входить планування ремонтних робіт з урахуванням завантаження шляхопроводу в ремонтний період. Впровадження положень методики і реалізація програми дали змогу забезпечити подальшу роботу шляхопроводу і значно продовжити термін експлуатації до 10–15 років після вичерпання його розрахункового ресурсу.

[1] *Шимановський О.В., Корольов В.П.* Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій // Промислове будівництво та інженерні споруди,– 2008, – № 1. С. 4–9.

[2] Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин / Цільова комплексна програма НАН України. Зб. наук. ст. за результатами, отриманими в 2013–2015 рр. Наук. керівник – академік Б.Є. Патон. – К.: ІЕЗ ім. Є.О. Патона НАН України, – 2015. – 816 с.

[3] *Zhang, W. M.*, Accelerated life test of concrete in chloride environment / W.M. Zhang, H. J. Ba // Journal of Materials in Civil Engineering. – Vol. 23, no. 3. – 2011. – pp. 330–334.

[4] *Bastidas-Arteaga, E.* A comprehensive probabilistic model of chloride ingress in unsaturated concrete / E. Bastidas-Arteaga, A. Chateauneuf, M. S'anchez-Silva, P. Bressolette, F. Schoefs. – Nantes, France. – 2010.

[5] *Королёв В.П., Филатов Ю.В., Селютин Ю.В.* Развитие корпоративной системы менеджмента: технологическая безопасность производственных объектов / Королёв В.П., Филатов Ю.В., Селютин Ю.В. Зб. наук. праць Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського – Вип. 14. – К.: Вид-во «Сталь», 2014. – С. 136–149.

[6] *Карапетов Э.С.* Прогноз срока службы железобетонных мостов на основе модели процесса карбонизации защитного слоя / Э.С. Карапетов, Д.А. Шестовицкий // Известия Петербургского университета путей сообщения. Выпуск № 1 (46). – 2016.

[7] *Gibalenko A.* Design requirements to structural steel durability based on level of industrial facility corrosion hazard / A Gibalenko, V Korolov, J Filatov // AKTUALNE PROBLEMY KONSTRUKCJI METALOWYCH. 2014, Gdansk Poland. – P. 98–102.

[8] Eurocode EN 1990-2001 : Basis of Structural Design. – Brussels : CEN. – 2001. – p. 89.

[9] ДБН В.2.3-22:2009. Мости та труби. Основні вимоги проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 52 с.

[10] ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 49 с.

[11] ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990 : 2002, IDN) – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 81 с.

Надійшла 28.07.2021 р.

УДК 625.745.1

МЕТОДИКА ОЦІНЮВАННЯ ТЕПЛОВИХ ПОТОКІВ, ЩО ДІЮТЬ НА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ МОСТИ

Проведено вимірювання розподілу температури на поверхнях сталезалізобетонних мостів. Наведено методику оцінки теплових потоків, які діють на сталезалізобетонні балки моста при дії змінних перепадів температури навколишнього середовища. Виконано оцінку теплових потоків, що діють на горизонтальну та вертикальну поверхні сталезалізобетонної балки моста. Встановлено, що на розподіл теплових потоків сталезалізобетонною балкою моста впливає температура поверхні та швидкість вітру.

The temperature distribution on the surfaces of reinforced concrete bridges was measured. The method of estimation of heat fluxes acting on reinforced concrete beams of the bridge under the action of variable differences in ambient temperature is given. The estimation of heat fluxes acting on the horizontal and vertical surfaces of the reinforced concrete beam of the bridge is performed. It is established that the surface temperature and wind speed influence the distribution of heat fluxes by a reinforced concrete beam.

Ключові слова: сталезалізобетонні мости, теплові потоки, температура поверхні, температура навколишнього середовища.

А.М. Онищенко
завідувач кафедри мостів, тунелів та гідротехнічних споруд Національного транспортного університету, д.т.н., професор

О.В. Федоренко
виконувач обов'язків генерального директора – заступник генерального директора з розвитку виробництва комунальної корпорації «Київавтодор»

В.В. Ковальчук
професор кафедри мостів, тунелів та гідротехнічних споруд Національного транспортного університету, д.т.н., доцент

Р.Т. Рибак
магістр кафедри будівельного виробництва Інституту будівництва та інженерії довкілля Національного університету «Львівська політехніка»

Б.З. Парнета
доцент кафедри будівельного виробництва Інституту будівництва та інженерії довкілля Національного університету «Львівська політехніка», к.т.н., доцент

М.Б. Парнета
магістр кафедри будівельного виробництва Інституту будівництва та інженерії довкілля Національного університету «Львівська політехніка»

Серед значної кількості існуючих сталезалізобетонних транспортних споруд значне місце посідають мости, які зводяться переважно для перекриття великих прогонів.

Особливістю сталезалізобетонних мостів є з'єднання металевої балки із залізобетонною плитою з допомогою напівжорстких або жорстких металевих упорів. У результаті утворюється сталезалізобетонна балка із різних конструкційних матеріалів (сталь і залізобетон) із відмінними фізико-механічними параметрами.

У ряді випадків виникає проблема щодо безпечної експлуатації сталезалізобетонних мостів з урахуванням впливу транспортних дій та температурних впливів навколишнього середовища, які викликають розвиток дефектів та пошкоджень сталезалізобетонних балок різного виду, що призводять до зниження їх несної здатності.

Постановка проблеми. Сталезалізобетонні мости у процесі експлуатації зазнають різних температурних впливів і навантажень [1–3]. Основними із них є пряме та відбите сонячне випромінювання, температура навколишнього середовища, теплове випромінювання середовища та атмосфери, а також розсіяне сонячне випромінювання.

Одним із факторів, що може призвести до руйнування конструкційних матеріалів балок моста, є теплові потоки, що діють на прогонові будови моста при змінних температурах навколишнього середовища. Слід зазначити, що спостерігаються дефекти у вигляді тріщини залізо-

© Онищенко А.М., Ковальчук В.В., Парнета Б.З., Федоренко О.В., Рибак Р.Т., Парнета М.Б.

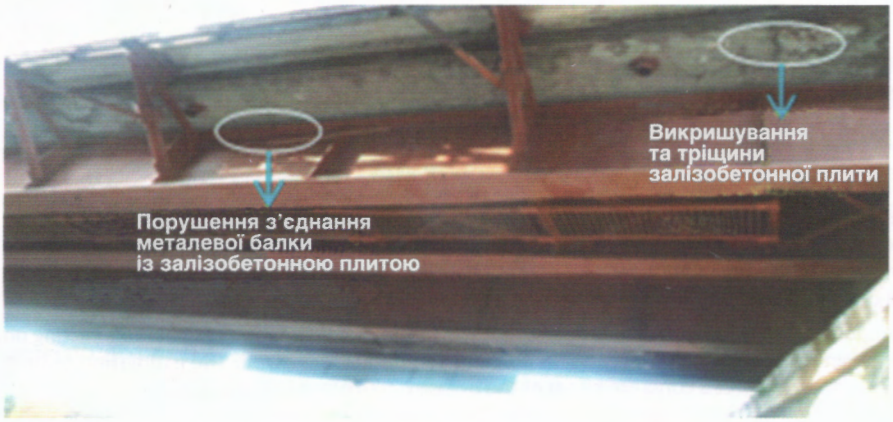


Рис. 1. Характерні пошкодження сталезалізобетонних мостів у процесі експлуатації

бетонних плит та порушення з'єднання металевої балки із залізобетонною плитою (рис. 1).

У роботі [4] зазначено, що процес появи тріщин є небезпечним, оскільки він призводить до розвитку корозії робочої арматури залізобетонної плити. Також тріщини пришвидшують процес карбонізації прилеглих шарів бетону. При інтенсивному розвитку тріщин зменшується висота стиснутої зони бетону та знижується міцність перерізу. Це сприяє розвитку значних деформацій балки, внаслідок зменшення жорсткості поперечних перерізів.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Для дослідження впливу температури навколишнього середовища на напружено-деформований стан сталезалізобетонних балок, на першому етапі необхідно визначити розподіл температурного поля поверхнями балок. Далі за відомими значеннями температурного поля розв'язати задачу термопружності і визначити напружено-деформований стан сталезалізобетонних балок моста. Кожен із зазначених етапів вимагає достовірного задання значень теплових потоків у характерних ділянках сталезалізобетонних балок моста.

У роботі [1] зазначено, що при вирішенні температурної задачі крайові умови можна задавати у вигляді значень температури на поверхнях сталезалізобетонних балок мостів або у вигляді значень теплових потоків.

У роботах [1, 5, 6] зазначено, що визначення величин теплових потоків, які підходять до моста, є необхідною умовою оцінювання рівня температурних напружень та деформацій сталезалізобетонних мостів. Тому для встановлення дійсного термонапруженого стану сталезалізобетонних мостів необхідно розробити методику достовірного визначення теплових потоків, які діють на мости.

Методика оцінки теплових потоків, що діють на сталезалізобетонні мости. Щільність теплового потоку [1] при конвекції залежить від температури поверхні сталезалізобетонної балки моста T_s, температури повітря навколишнього середовища T_α та коефіцієнта тепловіддачі конструкційних матеріалів мостів T_c і визначається за формулою

$$q = h_c(T_s - T_\alpha). \qquad (1)$$

Температура поверхні прогонової будови сталезалізобетонної балки моста та температура повітря повинні вимірюватись у процесі експериментальних досліджень розподілу температури поверхнями сталезалізобетонних балок моста.

Рекомендовані значення коефіцієнта тепловіддачі для різних конструкційних матеріалів наведено у роботах [7, 8, 9]. Також слід зазначити, що щільність теплового потоку залежить як від температури поверхні балки, так і від швидкості вітру, яка була зафіксована у процесі експериментальних досліджень.

У разі дії сонячного випромінювання щільність теплового потоку для поверхні балок моста, які розташовані нормально до променів, визначається за відомим рівнянням, яке враховує час доби τ, інтенсивність сонячного випромінювання за межами атмосфери, що становить I_0 = 1350 Вт/м^2, та коефіцієнт послаблення випромінювання атмосферою, який залежить від часу доби $k_T(\tau)$ і визначається за формулою

$$I(\tau) = I_0 k_T(\tau). \qquad (2)$$

Коефіцієнт послаблення випромінювання атмосферою залежить від широти місцевості та її вологості і згідно з [1, 9] визначається за формулою

$$k_T(\tau) = 0{,}9^{m(\tau)t_u}, \qquad (3)$$

де m – коефіцієнт повітряної маси, який залежить від висоти Сонця; t_u – коефіцієнт мутності атмосфери.

У роботах [6, 9] зазначено, що для сонячної погоди коефіцієнт мутності атмосфери знаходиться у межах від 1,8 до 3,0. У промислових районах він досягає значень 9,0. У переважній більшості приймається усереднене значення коефіцієнта мутності атмосфери, що становить 2,4.

Випромінювання від дії сонячних променів залежить від розташування поверхні моста по відношенню до дії променів. При горизонтальному розташуванні поверхні випромінювання, яке падає на неї, обчислюється за формулою

$$I_\gamma(\tau) = I(\tau)\sin h > 0, \quad (4)$$

а при вертикальному розташуванні поверхні – за формулою

$$I_\gamma(\tau) = I(\tau)\sin h\left[\frac{\cos h}{\sin h}\cos(a_s - a_v)\right] > 0, \quad (5)$$

де $h(\tau)$ – висота Сонця, рад; a_v та a_s – азимут поверхні та Сонця відповідно, рад. Складові яких визначаються за методикою, що наведена у роботі [9].

Поряд із прямим сонячним випромінюванням на поверхні сталезалізобетонних балок моста діє і розсіяне сонячне випромінювання, інтенсивність якого на горизонтальну поверхню обчислюється за формулою

$$H(\tau) = 0{,}5I_0 \sin h(e^{-\alpha m} - e^{-\sigma m t_u}), \quad (6)$$

де $e^{-\sigma m t_u}$ – знаходиться у межах від 0,81 до 0,91 і фізично відображає процес ослаблення випромінювання атмосферою. У більшості розрахунків приймається усереднене його значення; $e^{-\alpha m}$ – коефіцієнт, що залежить від висоти Сонця.

Конструкції сталезалізобетонного моста зазнають також дії відбитого випромінювання місцевостей, щільність теплового потоку якого визначається за формулою

$$R(\tau) = r[I(\tau) + H(\tau)], \quad (7)$$

де r – коефіцієнт альбедо.

Отже, у процесі експлуатації відбувається теплообмін поверхні сталезалізобетонних мостів та атмосфери, який описується законом Стефана-Больцмана

$$S_A(\tau) = \varepsilon_A C(T_V^4 - T_L^4), \quad (8)$$

де T_L – температура повітря атмосфери, К; T_V – температура поверхні, К; ε_A – коефіцієнт випромінювання ($\varepsilon_A = 0{,}95$ [1]).

Слід зазначити, що з енергії, яка потрапляє на поверхню сталезалізобетонної балки моста, у тепло перетворюється та частина, яка поглинається поверхнею сталезалізобетонного моста, що залежить від виду конструкційного матеріалу балки моста. Енергію, що потрапляє на сталезаліобетонні балки моста, можна визначити за законом Кірхгофа [6]

$$q(\tau) = pS_{U,A}(\tau), \quad (9)$$

де $S_{U,A}$ – теплове випромінювання атмосфери або земних поверхонь; p – коефіцієнт поглинання теплового випромінювання сталезалізобетонною балкою моста. Для бетонної поверхні плити коефіцієнт поглинання становить $p = 0{,}7$, а для металевої балки $p = 0{,}95$.

Далі проведемо оцінювання теплових потоків, що зазнає сталезалізобетонна балка моста у процесі експлуатації за сонячної погоди.

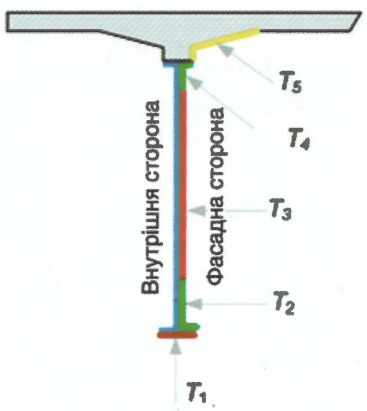
Розрахунок теплових потоків, що діють на сталезалізобетонну балку моста. Об'єктом для визначення розподілу температури поверхнями балок був сталезалізобетонний міст, розташований у м. Бурштин, Івано-Франківської області. Фасад моста наведено на рис. 2.

Прогонова будова моста загальною проєктною довжиною 240,611 м (між крайніми торцями прогонових будов) складається із десяти прогонів, запроєктованих за статичною схемою 2×18,0 + 4×33,0 + 4×18,0 м. Шість прогонів завдовжки 18 м (0–1, 1–2, 6–7 … 9–10) – балкові розрізні, виконані залізобетонними збірно-монолітними, у їхньому поперечному перерізі розташовано по десять залізобетонних П-подібних балок завдовжки 18 м та заввишки 0,850 м, об'єднаних монолітною залізобетонною плитою проїзної частини завтовшки 0,14 м. Залізобетонна плита проїзної частини у прогонах 0–1, 1–2 та у прогонах 6–7…9–10 виконана температурно-нерозрізною. Чотири прогони завдовжки 33 м (2–3…5–6) – балкові розрізні, виконані сталезалізобетонними. У поперечному перерізі моста розташовано по чотири сталеві двотаврові балки завдовжки 33 м, повною висотою 1,832 м та висотою ребра 1,8 м, об'єднаних монолітною залізобетонною плитою проїзної частини з товщиною 0,2 м (у прогоні плити), а також поперечними та вітровими сталевими в'язями. Об'єднання моно-

Рис. 2. Фасад сталезалізобетонного моста на км 9+442 автомобільної дороги Т-09-10 Бурштин-Калуш

Таблиця 1

Експериментальні вимірювання розподілу температури на поверхні сталезалізобетонної балки у м. Бурштин, Івано-Франківська область

Схема точок для вимірювання температури	Час доби, год	Температура повітря, °С	Ділянки вимірювання температури на поверхнях сталезалізобетонної балки				
		T_i	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
	8:00	9,0	9,2	9,2	9,6	9,5	10,5
	9:00	11,0	11,4	11,2	12,7	12,4	11,7
	10:00	14,0	15,4	15,4	15,7	14,2	14,0
	11:00	18,0	21,4	20,7	21,1	20,5	17,2
	12:00	20,0	24,4	25,4	26,8	25,1	23.4
	13:00	24,0	27,3	27,7	28,9	26,1	25.4
	14:00	25,0	30,1	30,7	31,4	29,4	26,4
	15:00	27,0	32,3	32,4	33,8	34,8	27,0
	16:00	28,0	35,7	35,0	35,1	36,1	27,1
	17:00	25,0	32,1	32	32,1	31,1	25,1
	18:00	23,0	30,0	29,9	30,5	25,7	24.8

літної плити із сталевими головними балками виконане за допомогою напівжорстких упорів типу Nelson (SD 16x200 S 235 J2). Матеріал в'язей, головних та домкратних балок – сталь марки 10ХСНД.

Для вимірювання температури на поверхнях сталезалізобетонної балки її було розбито на характерні ділянки. Нижня поличка сталезалізобетонної балки має ділянку T_1, перехідна зона від нижньої полички до стінки балки є ділянкою T_2, вертикальна стінка балки є ділянкою T_3, перехід стінки балки у верхню поличку – ділянкою T_4 та нижня частина залізобетонної плити є ділянкою T_5.

Вважається, що у межах однієї ділянки температура має стале значення. У результаті вимірювання температури записано її максимальне значення із виміряних значень у межах ділянки. Результати розподілу температури в характерних ділянках сталезалізобетонної балки моста у вертикальному напрямі наведено у таблиці 1. Вимірювання температури було проведено 25.09.2020 р.

За результатом проведеного вимірювання температури на характерних ділянках сталезалізобетонної балки максимальне значення температури зафіксовано на стінці балки у межах ділянки T_3. Що пояснюється дією прямих сонячних променів. Також слід зазначити, що вищу температуру має металева балка у порівнянні із температурою залізобетонної плити.

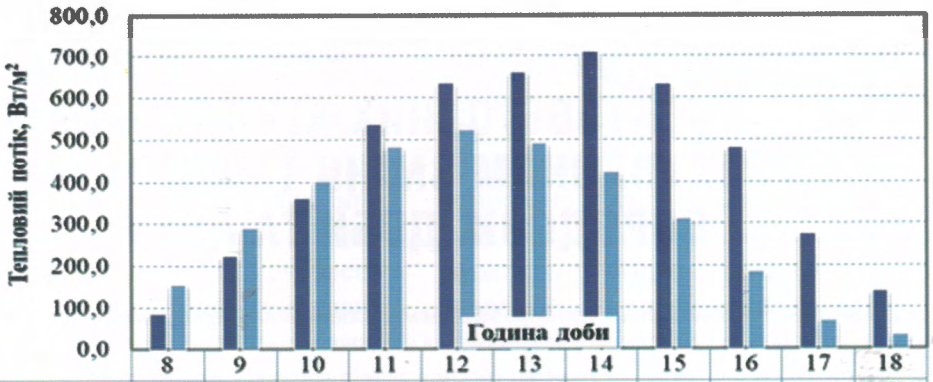
Оцінку рівня теплових потоків будемо визначати лише за максимальних значень температур, виміряних на зовнішній поверхні сталезалізобетонної балки моста, що наведені у таблиці 1. Такою є ділянка T_3.

За наведеною методикою визначення теплових потоків отримано значення теплових потоків, які поглинаються сталезалізобетонною балкою. При цьому враховуються вертикальні та горизонтальні поверхні балки. Результати визначення теплових потоків наведено у таблиці 2.

Таблиця 2

Теплові потоки, що діють на сталезалізобетонну балку моста у вертикальному напрямі

Час доби, год.	Випромінювання, що поглинається вертикальною поверхнею балки, Вт/м^2	Випромінювання, що поглинається горизонтальною поверхнею балки, Вт/м^2
8:00	84,63	156,21
9:00	223,17	289,75
10:00	360,08	402,13
11:00	535,64	483,13
12:00	634,28	524,70
13:00	660,44	491,28
14:00	710,66	422,42
15:00	632,42	312,50
16:00	481,60	184,46
17:00	275,48	67,55
18:00	137,57	32,33



	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Потік енергії на горизонтальну поверхню	84,6	223,2	360,08	535,64	634,28	660,44	710,66	632,42	481,6	275,48	137,57
Потік енергії на вертикальну поверхню	156,21	289,75	402,13	483,13	524,7	491,28	422,42	312,5	184,46	67,55	32,33

Рис. 3. Порівняння впливу складових сонячного випромінювання на горизонтальну та вертикальну поверхні сталезалізобетонної балки моста

Як бачимо, всі значення теплових потоків мають позитивний знак. Це означає, що сталезалізобетонна балка поглинає тепло від джерел.

Графічна залежність теплових потоків, що діють на горизонтальну та вертикальну поверхні балки моста, наведено на рис. 3.

Максимальна величина теплових потоків, які отримує балка, склала 710 Вт/м^2. При цьому максимум теплових потоків, що поглинаються сталезалізобетонною балкою моста, спостерігається від 14:00 до 16:00 години. Ці години доби є орієнтиром для визначення максимальних теплових потоків, що діють на мости.

Висновки. 1. Результати експериментальних вимірювань розподілу температури по характерних ділянках сталезалізобетонної балки моста показали, що існує різниця температур у суміжних ділянках балки. Тому для задання середніх значень температури при проєктуванні сталезалізобетонних мостів (як це вимагається нормами [10]) необхідно вести багаторічні спостереження за розподілом температури із врахуванням комплексу різних природних чинників.

2. Встановлено, що максимальні теплові впливи на сталезалізобетонні мости за ясної погоди діють у період із 14:00 до 16:00 години.

3. Визначення теплових потоків, що діють на балки мостів, дасть змогу достовірно виявити термонапружений стан сталезалізобетонних мостів при дії змінних кліматичних температурних впливів навколишнього середовища.

[1] *Лучко Й.Й.* Алгоритм визначення граничних умов для дослідження температурних напружень та деформацій балкових конструкцій залізничних мостів від кліматичних впливів / Й.Й. Лучко, В.В. Ковальчук // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2012. – Вип. 46. – С. 233–243. Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vodaba_2012_46_35.

[2] *Prakash Rao. D.S.* Temperature Distribution and Stresses in Concrete Bridges / D.S. Prakash Rao // American Concrete Institute, ACI Journal. – 1986. – Vol.83 – №4. – P. 588–596.

[3] *Shiu K. Ham.* Seasonal and Divenal Behanol of Concrete Box Girder Brides / Shiu K. Ham // Transportation Research record. – 1984. – № 982. – P. 50–56.

[4] *Ковальчук В.В.* Стан та проблеми забезпечення довговічності прогонових будов мостів / Збірник наукових праць ДонІЗТ. – Донецьк, 2012. – № 32. – С. 226–235.

[5] *Dwivedi A.K.* Temperature effects in the design of concrete bridges / A.K. Dwivedi, Pradeep Bhargava, N. M. Bhandari // Advances in Bridge Engineering. – March 24-25. – 2006.

[6] *Mangerig I.* Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Verbundbrucken / Technisch-Wissenschaftliche Mitteilung Nr. 86-4 des Instituts fur Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr Universitat Bochum, 1984. – 136 s.

[7] *Dilger W.H.* Temperature stresses in composite box girder bridges W.H. Dilger, A. Ghali, M.S. Cheung, M.A. Maes // Journal of Structural Engineering. – 1983. – № 109 (6). – P. 1460–1478.

[8] *Serrano P.* Simulation del comportarniento termico de tableros de Puente / P. Serrano, J. Cruces // Hormigon y acero. – 1986.– № 161. – P. 21–34.

[9] *Лучко Й.Й.* Вимірювання напружено-деформованого стану конструкцій мостів при змінних температурах і навантаженнях: Монографія / Й.Й. Лучко, В.В. Ковальчук. – Львів: Каменяр, 2012. – 235 с.

[10] ДБН В.1.2-15:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи: – К.: Мінбуд України, 2009. – 83 с.

Надійшла 05.04.2021 р.

УДК 625.717.02

УДОСКОНАЛЕННЯ ПРОЄКТУВАННЯ ДВОШАРОВИХ МОНОЛІТНИХ ЦЕМЕНТОБЕТОННИХ АЕРОДРОМНИХ ПОКРИТТІВ З УРАХУВАННЯМ ЗМІНИ ТЕМПЕРАТУРИ ВПРОДОВЖ ДОБИ ТА РОКУ

Запропоновано удосконалення проєктування двошарового цементобетонного аеродромного покриття з урахуванням зміни температури впродовж доби та року і дії колісного навантаження від основних опор сучасних повітряних суден.

Improvement of design method is offered for two-layered concrete airfield pavement subject to temperature variations during the day and year and design airplane traffic.

Ключові слова: цементобетонне аеродромне покриття, повітряне судно, основна опора, коефіцієнт накопичення руйнувань від утоми, температура.

О.В. Родченко
доцент кафедри комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету, к.т.н., доцент

Основною задачею розрахунку двошарових цементобетонних монолітних аеродромних покриттів на дію температури є забезпечення умов протікання теплового режиму, безпечного для експлуатації покриття.

У чинних нормах проєктування аеродромних покриттів [1] вплив температури враховується за допомогою коефіцієнта умов роботи. Недостатнє врахування зміни температури на етапі визначення прогнозованого терміну служби може призвести до зниження надійності отриманих результатів.

Функція розподілу температури за товщиною монолітної цементобетонної плити виражається різними законами і залежить від часу доби та пори року. Дія температури навколишнього середовища на аеродромне покриття в залежності від характеру розподілу температури за перерізом цементобетонної плити та умов на контурі викликає появу напружень. Одним із несприятливих видів температурних напружень є жолоблення плит, що відбувається періодично протягом року та змінює свій напрямок упродовж доби двічі [2, 4]. Найбільше жолоблення викликають добові коливання температури влітку. Взимку добові коливання температури зовнішнього повітря та температурний перепад у покритті значно менші [2].

Варто зазначити, що в існуючих дослідженнях [3, 4, 5] розтягувальні температурні напруження на нижній поверхні цементобетонної плити визначаються тільки для періоду позитивних температур, а напруження на верхній поверхні плити не враховуються. У праці Горецького Л.І. [2] пропонується визначати температурні напруження на обох поверхнях плити для різних пір року та часів доби. Але наведена методика не встановлює допустиму кількість злітно-посадкових операцій для різних пір року з урахуванням накопичення руйнувань від утоми.

У наступному викладенні матеріалу статті прийнято термін «ступінь нагромадження руйнувань від утоми».

Метою дослідження є розроблення теоретичних основ проєктування двошарових монолітних цементобетонних аеродромних покриттів (рис. 1) з урахуванням дії основних колісних опор сучасних повітряних суден і зміни температури впродовж доби та пір року.

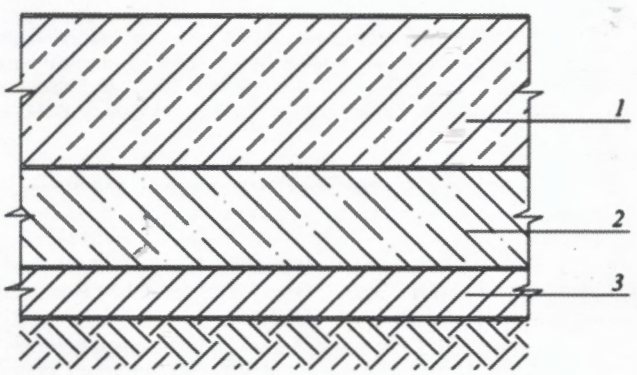


Рис. 1. Двошарове монолітне цементобетонне аеродромне покриття:

1 – верхній шар із монолітного цементобетону; **2** – нижній шар із пісного бетону; **3** – укріплена штучна основа

При визначенні величини класифікаційного числа жорсткого покриття пропонується використовувати концепцію руйнування від утоми, що виражається терміном «ступінь нагромадження руйнувань від утоми» D. Величина D визначається як відношення кількості прикладених повторень навантажень від колісних опор повітряного судна до допустимої кількості їх повторень до відмови покриття. Для додавання руйнувань від утоми, що виникають у цементобетонній плиті, використовується гіпотеза лінійного додавання пошкоджень Майнера [6].

Ступінь нагромадження руйнувань від утоми при врахуванні двох розрахункових критеріїв (розтягувальне напруження на нижній та верхній поверхні цементобетонної плити) при розрахунку аеродромного покриття пропонується визначати за формулами:

$$D = \sum_{i=1}^{4}\sum_{j=1}^{2} D_{ij};$$
$$D' = \sum_{i=1}^{4}\sum_{j=1}^{2} D'_{ij}, \quad (1)$$

де D – ступінь нагромадження руйнувань від утоми при врахуванні як розрахункового критерію розтягувального напруження у крайовій зоні на нижній поверхні цементобетонної плити; D' – ступінь нагромадження руйнувань від утоми при врахуванні як розрахункового критерію розтягувального напруження у крайовій зоні на верхній поверхні цементобетонної плити; індекс i – пора року (1 – зима, 2 – весна, 3 – літо, 4 – осінь); індекс j – час доби (1 – день; 2 – ніч).

У свою чергу доданки у формулах (1) визначаються за допомогою наступних виразів:

$$D_{ij} = \sum_{k=1}^{m} \frac{365 N_{ijk} T}{n_i C_{ijk} P_k};$$
$$D'_{ij} = \sum_{k=1}^{m} \frac{365 N_{ijk} T}{n_i C'_{ijk} P_k}, \quad (2)$$

де m – кількість літаків у розрахунковому списку; N_{ijk} – кількість злітних операцій k-го повітряного судна за i-ту пору року в j-й час доби; n_i – кількість днів у порі року; T – розрахунковий термін експлуатації покриття; C_{ijk} – кількість допустимих проходів k-го повітряного судна до відмови покриття при використанні як розрахункового критерію розтягувального напруження у крайовій зоні на нижній поверхні цементобетонної плити; C'_{ijk} – кількість допустимих проходів k-го повітряного судна до відмови покриття при використанні як розрахункового критерію розтягувального напруження у крайовій зоні на верхній поверхні цементобетонної плити; P_k – коефіцієнт, що виражає відношення кількості зльотів k-го повітряного судна до кількості проходів за смугою охоплення, є аналогом коефіцієнта PCR, наведеного у чинних нормах ФАА з проєктування жорстких аеродромних покриттів [6].

Кількість допустимих проходів до відмови покриття за критерієм розтягувального напруження у крайовій зоні на нижній та верхній поверхнях цементобетонної плити пропонується визначати за формулами, отриманими згідно з [7]

$$C_{ijk} = 10^{12[1-f_{1k}]};$$
$$C'_{ijk} = 10^{12[1-f_{2k}]}, \quad (3)$$

де f_{1k} – рівень відносної напруженості, тобто відношення розрахункового напруження, що виникає на нижній поверхні цементобетонної плити, до допустимого напруження при дії опори k-го повітряного судна; f_{2k} – рівень відносної напруженості (відношення розрахункового напруження, що виникає на верхній поверхні цементобетонної плити, до допустимого напруження при дії опори k-го повітряного судна).

Відношення f_{1k} визначається за допомогою наступного виразу:

$$f_{1k} = \frac{(\sigma_{k,\max} + \sigma_{T,ij}) k_p}{k_r k_t \overline{R}_{28}}, \quad (4)$$

де $\sigma_{k,\max}$ – максимальне розрахункове розтягувальне напруження у крайовій зоні на нижній поверхні цементобетонної плити від дії опори k-го повітряного судна, МПа; $\sigma_{T,ij}$ – розтягувальне температурне напруження у крайовій зоні на нижній поверхні цементобетонної плити, МПа; k_p – коефіцієнт, що враховує ймовірність суми середніх значень випадкових величин $\sigma_{k,\max}$ та $\sigma_{T,ij}$; k_r – поправковий коефіцієнт, що враховує групу ділянок аеродромних покриттів; k_t – коефіцієнт, що враховує зростання міцності цементобетону у часі; $\overline{R}_{28}$ – середнє значення міцності бетону верхнього шару двошарового монолітного цементобетонного аеродромного покриття на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа.

Відношення f_{2k} визначається за допомогою наступного виразу:

$$f_{2k} = \frac{(\sigma'_{k,\max} + \sigma'_{T,ij}) k_p}{0{,}65 k_r k_t \overline{R}_{28}}, \quad (5)$$

де $\sigma'_{k,\max}$ – максимальне розрахункове розтягувальне напруження на верхній поверхні цементобетонної плити при дії навантажень від колісної опори k-го повітряного судна, МПа; $\sigma'_{T,ij}$ – розтягувальне температурне напруження на верхній поверхні плити, МПа; $\overline{R}_{28}$ – середнє значення міцності бетону на розтяг при згині у віці 28 діб, МПа.

Для денного періоду доби температурні розтягувальні напруження виникають на нижній поверхні цементобетонної плити у зоні її крайових ділянок. Вночі відбувається зниження температури поблизу крайових та кутових ділянок цементобетонної плити аеродромного покриття, в цьому випадку температурне розтягувальне напруження виникає на верхній поверхні. Вдень температурне напруження на верхній поверхні цементобетонної плити є стискувальним і його не потрібно враховувати у формулі (5), тому коефіцієнт k_p приймається таким, що дорівнює одиниці. Вночі температурне розтягувальне напруження у крайовій зоні на нижній поверхні цементобетонної плити є стискувальним та його не потрібно враховувати у формулі (4), коефіцієнт k_p приймається таким, що дорівнює одиниці.

Як розрахункові формули для визначення температурних напружень в окремі періоди року пропонується використовувати формули, наведені у праці Л.І. Горецького [2], із введенням вище запропонованих індексів.

Для денного періоду доби температурні напруження на верхній та нижній поверхнях цементобетонної плити у зоні її крайових ділянок визначаються за розрахунковими формулами, отриманими на основі формул Л.І. Горецького:

а) на нижній поверхні плити

$$\sigma^{H}_{T,i1} = 1{,}18\alpha\, E t^{m}_{n,i1}(0{,}04 - 0{,}29\ln h); \qquad (6)$$

б) на верхній поверхні плити

$$\sigma^{B}_{T,i1} = -1{,}18\alpha\, E t^{m}_{n,i1}(0{,}30\ln h + 1{,}01), \qquad (7)$$

де α – коефіцієнт лінійного розширення цементобетону (приймається таким, що дорівнює 0,00001 °С$^{-1}$); E – модуль пружності цементобетону, МПа; $t^{m}_{n,i1}$ – максимальне відхилення від середнього значення температури на поверхні покриття вдень, °С.

Максимальне відхилення $t^{m}_{n,i1}$ для січня та липня визначається за формулами, отриманими на основі рекомендацій праць [2, 4]:

$$t^{m}_{n,11} = t_{A,1} + \frac{k_{П} \cdot I_1 \cdot k_{З}}{\alpha_{З}};$$
$$t^{m}_{n,31} = t_{A,3} + \frac{k_{П} \cdot I_3 \cdot k_{З}}{\alpha_{З}}, \qquad (8)$$

де $t_{A,1}$, $t_{A,3}$ – середня добова амплітуда температури січня та липня відповідно (табл. 2 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), °С; $k_{П}$ – коефіцієнт поглинання, для нового сухого покриття приймається таким, що дорівнює 0,76 [4]; I_1 – інтенсивність прямої сонячної радіації у січні, що надходить на горизонтальну поверхню за ясного неба в годинний інтервал з 13 по 14 годину (табл. 10–13 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), Вт/м^2; I_3 – інтенсивність прямої сонячної радіації у липні, що надходить на горизонтальну поверхню за ясного неба в годинний інтервал з 13 по 14 годину (табл. 14-17 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), Вт/м^2; $k_{З}$ – коефіцієнт ослаблення радіації за рахунок забруднення повітря над аеродромом, приймається таким, що дорівнює 0,60 [2]; $\alpha_{З}$ – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні цементобетонної плити, для практичних розрахунків приймається таким, що дорівнює 23 Вт/(м^2 · °С) [4, 9].

Максимальне відхилення від середнього значення температури на поверхні покриття вдень $t^{m}_{n,i1}$ у квітні та жовтні визначається за формулами:

$$t^{m}_{n,21} = t_{A,2} + 1{,}037\frac{S_{IV} \cdot k_{П} \cdot k_{З}}{\alpha_{З}};$$
$$t^{m}_{n,41} = t_{A,4} + 1{,}237\frac{S_{X} \cdot k_{П} \cdot k_{З}}{\alpha_{З}}, \qquad (9)$$

де $t_{A,2}$, $t_{A,4}$ – середня добова амплітуда температури квітня та жовтня відповідно (табл. 2 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), °С; S_{IV} – середня місячна сума прямої сонячної радіації (табл. 7 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), що надходить на горизонтальну поверхню за ясного неба у квітні, МДж/м^2; S_{X} – середня місячна сума прямої сонячної радіації (табл. 7 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), що надходить на горизонтальну поверхню за ясного неба у жовтні, МДж/м^2.

Вночі відбувається зниження температури поблизу крайових та кутових ділянок цементобетонної плити жорсткого аеродромного покриття:

а) температурне напруження на нижній поверхні плити визначається за розрахунковою формулою, отриманою на основі виразу Л.І. Горецького [2]

$$\sigma^{H}_{T,i2} = -1{,}18\alpha E t^{m}_{n,i2}(0{,}19 \cdot \ln h + 0{,}37); \quad (10)$$

б) на верхній поверхні плити

$$\sigma^{B}_{T,i2} = 1{,}18\alpha E t^{m}_{n,i2}(0{,}60 \cdot e^{h} - 0{,}66), \quad (11)$$

де $t^{m}_{n,i2}$ – максимальне відхилення від середнього значення температури на поверхні покриття вночі, що приймається таким, що дорівнює середній добовій амплітуді температури $t_{A,i}$, °С.

З урахуванням значення коефіцієнта лінійного розширення цементобетону α = 0,00001 °С та рівності $t^{m}_{n,i2} = t_{A,i}$ розрахункові формули (10) та (11) матимуть наступний вигляд:

а) на нижній поверхні цементобетонної плити

$$\sigma^{H}_{T,i2} = -E t_{A,i}(0{,}19 \cdot \ln h + 0{,}37) \cdot 118 \cdot 10^{-7};$$

б) на верхній поверхні цементобетонної плити

$$\sigma^{B}_{T,i2} = E t_{A,i}(0{,}60 \cdot \ln h - 0{,}66) \cdot 118 \cdot 10^{-7}.$$

Для зими та літа середня тривалість дня приймається на основі даних для січня та липня (табл. 10–17 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010), не враховуючи дві години після сходу і дві години до заходу сонця для січня місяця та три години після сходу і три до заходу сонця для липня, тобто часовий інтервал, на який припадає 95 % добової сонячної радіації.

Для весни та осені середня тривалість дня (для квітня та жовтня відповідно) може бути визначена на основі рекомендацій, наведених у праці Дмитрієва М.М. [8]. Від отриманої розрахункової тривалості дня необхідно відняти чотири години.

Якщо ступінь нагромадження руйнувань від утоми цементобетонного аеродромного покриття D або D' більше одиниці, то необхідно збільшити товщину цементобетонної плити верхнього шару покриття або використовувати більш міцний цементобетон.

Вихідні дані: дорожньо-кліматична зона – II (Київська область); тип гідрогеологічних умов – 1; аеродромне покриття злітно-посадкової смуги (група ділянок А) – цементобетонне двошарове (запроєктоване за методикою чинних норм [1]); клас цементобетону верхнього шару за міцністю на розтяг при згині B_{tb}4.4, товщина 0,43 м (визначено за чинними нормами проєктування [1]), середнє значення міцності цементобетону на розтяг при вигині у віці 28 діб $\overline{R}_{28}$ = 5,76 МПа, середнє значення модуля пружності E_{sup} = 35300 МПа; клас цементобетону нижнього шару на розтяг при згині B_{tb}1.6, товщина – 0,30 м, середнє значення міцності пісного бетону на розтяг при вигині у віці 28 діб $\overline{R}_{28}$ = 2,09 МПа, середнє значення модуля пружності E_{inf} = 17000 МПа; ґрунтоцементна штучна основа завтовшки 0,15 м з модулем пружності E_f = 1500 МПа; ґрунт природної основи – суглинок пилуватий з коефіцієнтом постелі K_S = 40 МН/м^3; розрахунковий тип літака В737-9, кількість зльотів за рік – 36500 (табл. 1) або 5 зльотів за годину.

Таблиця 1

Кількість злітних операцій розрахункового повітряного судна

Пора року	Час доби	Кількість злітних операцій N_{ij}
Зима	день	2700
	ніч	6300
Весна	день	4140
	ніч	5060
Літо	день	5520
	ніч	3680
Осінь	день	4095
	ніч	5005
Всього		36500

Дані про зміну температури, інтенсивність прямої сонячної радіації у часовий інтервал з 13 по 14 годину та середню місячну суму прямої сонячної радіації, що надходить на горизонтальну поверхню за ясного неба, впродовж року прийнято відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 і наведено у таблиці 2.

Таблиця 2

Дані про зміну температур та інтенсивність прямої сонячної радіації

Пора року (місяць)	$t_{сер}$, °С	t_A, °С	I, Вт/м^2	S, МДж/м^2
Зима (січень)	– 4,7	5,5	163	–
Весна (квітень)	9,0	8,8	–	500
Літо (липень)	19,8	9,4	649	–
Осінь (жовтень)	8,1	7,5	–	285

Товщина верхнього шару аеродромного покриття, визначена згідно з чинними нормами, за допомогою програми FAARFIELD та розробленої методики, наведена у таблиці 3.

Таблиця 3

Порівняльний розрахунок терміну служби покриття

Методика	Товщина верхнього шару, мм
СНиП 2.05.08-85	430
FAARFIELD 2.0.2	434
Розроблена методика	430

Товщина верхнього шару аеродромного покриття співпадає із товщиною, визначеною за чинними нормами [2] та на 0,93 % менше, ніж за розрахунком у програмі FAARFIELD, що свідчить про достовірність результатів, отриманих за запропонованою методикою.

Економії витрат матеріалів можна досягти за рахунок перерозподілу інтенсивності злітних операцій вдень та вночі без зміни загальної кількості операцій протягом року. Ступінь нагромадження руйнувань від утоми є неоднаковим для різного часу доби та пір року (табл. 4).

Таблиця 4

Ступінь нагромадження руйнувань від утоми за часом доби та порами року

Пора року	Час доби	Ступінь нагромадження руйнувань від утоми
Зима	день	0,00564
	ніч	0,01234
Весна	день	0,27617
	ніч	0,00570
Літо	день	0,60183
	ніч	0,00405
Осінь	день	0,00432
	ніч	0,00072
Всього		0,91077

Максимальний ступінь нагромадження руйнувань від утоми вдень спостерігається влітку, зимою вночі (див. табл. 4).

Пропонується скоригований розподіл злітних операцій літка В737-9 за часом доби для весни та літа (табл. 5).

Таблиця 5

Злітні операції розрахункового літака

Пора року	Час доби	Кількість злітних операцій N_{ij}
Зима	день	2700
	ніч	6300
Весна	день	2000
	ніч	7200
Літо	день	2000
	ніч	7200
Осінь	день	4095
	ніч	5005
Всього		36500

При скоригованому розподілі злітних операцій за часом доби для весни та літа (див. табл. 5) товщина верхнього шару становить 0,41 м, що на 4,7 % менше ніж при розрахунку за чинними нормами [2] (див. табл. 3) та на 5,5 % менше ніж у програмі FAARFIELD (див. табл. 3).

При нічному плануванні влітку всіх злітних операцій товщина верхнього шару становитиме 0,39 м, що на 9,3 % менше ніж при розрахунку за чинними нормами і на 10,1 % менше ніж у програмі FAARFIELD.

У таблиці 6 наведено порівняльні характеристики розробленої методики, чинного нормативного документа (СНиП 2.05.08-85) [1] та закордонної FAARFIELD [6] (США) методики.

Таблиця 6

Порівняльні характеристики методик розрахунку жорстких аеродромних покриттів

Методика	Розрахунковий критерій – розтягувальне напруження у крайовій зоні		Урахування зміни температури впродовж доби та року	Розрахункова концепція	
	на нижній поверхні плити	на верхній поверхні плити		розрахунковий літак	руйнування від утоми
СНиП 2.05.08-85	Так	Ні	Ні	Так	Ні
FAARFIELD 2.0.2	Так	Ні	Ні	Ні	Так
Розроблена методика	Так	Так	Так	Так	Так

Висновки.

1. Запропоновано формули для визначення коефіцієнта нагромадження руйнувань від утоми для двошарового монолітного цементобетонного аеродромного покриття при дії колісного навантаження від розрахункового списку повітряних суден і зміни температури впродовж доби та пір року.

2. Отримано формули для визначення кількості допустимих проходів до моменту відмови покриття за критерієм розтягувального напруження у крайовій зоні на нижній поверхні плит верхнього та нижнього шарів.

3. Отримано формули для визначення кількості допустимих проходів до моменту відмови покриття за критерієм розтягувального напруження у крайовій зоні на верхній поверхні плит верхнього та нижнього шарів.

4. Урахування розподілу злітних операцій за часом доби та порами року та зміни температури впродовж року забезпечує зменшення товщини верхнього шару монолітного цементобетонного аеродромного покриття на 20-40 мм у порівнянні з розрахунком за чинними нормами.

[1] СНиП 2.05.08-85. Аэродромы. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 59 с.

[2] *Горецкий Л.И.* Теория и расчёт цементобетонных покрытий на температурные воздействия / Л. И. Горецкий – М. : Транспорт, 1965. – 284 с.

[3] *Степушин А.П.* К обоснованию сроков службы жёстких аэродромных покрытий из цементобетона / А.П. Степушин // Проектирование, строительство и эксплуатация сооружений аэропортов: сб. науч. трудов МАДИ (ТУ). – М., 2001. – С. 12–28.

[4] *Глушков Г.И.* Жёсткие покрытия аэродромов и автомобильных дорог / Глушков Г.И., Бабков В.Ф., Медников И.А. – М. : Транспорт, 1987. – 255 с.

[5] *Houben L. J. M.* Design of Concrete Pavements / Houben L.J. M. // CT4860. Structural Design of Pavements. – 2006. – 110 p.

[6] Advisory Circular 150/5320-6F. Airport Pavement Design and Evaluation, US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, 2016. – 173 p.

[7] *Родченко О.В.* Вдосконалення проектування жорстких аеродромих покриттів на дію навантажень від опор літаків типу А380 / О.В. Родченко // Будівництво України. – 2010. – № 5. – С. 40–43.

[8] *Дмитрієв М.М.* Визначення крайових умов на поверхні аеродромного покриття для постановки завдання моделювання його теплового поля / М.М. Дмитрієв, О.М. Папченко, О.Б. Деркачов, І.А. Рутковська // Вісник НАУ. – 2008. – № 1. – С. 161–164.

[9] ДБН В.2.6-31:2006 Конструкції будівель та споруд. Теплова ізоляція будівель. – К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України. – 44 с.

Надійшла 17.05.2021 р.

Інформація

У МІНРЕГІОНІ УКРАЇНИ

Міністерством розвитку громад і територій України затверджено та прийнято до реалізації Тематичний план науково-технічних розробок за бюджетною програмою на 2021 рік, сформований за результатами опрацювання пропозицій від базових організацій, технічних комітетів стандартизації, профільних структурних підрозділів міністерства.

За напрямком нормування заплановано підготувати п'ять нових ДБН, дев'ять нових редакцій ДБН, внести зміни до семи ДБН.

До переліку робіт із стандартизації включена підготовка проєктів 131 національного стандарту, в т.ч. 115 національних стандартів, гармонізованих із Європейськими і міжнародними НД, 58 з яких підтримують Регламент ЄС 305, та 17 Єврокодів.

На пріоритетні напрямки діяльності у галузі будівництва, просторового планування територій та архітектури, житлової політики, житлово-комунального господарства та регіонального розвитку спрямовано 16 науково-технічних розробок.

Заплановано також виконати 32 науково-технічні розробки з метою практичної реалізації Закону України «Про надання будівельної продукції на ринку» щодо визначення суттєвих експлуатаційних характеристик, порогових рівнів, класів та систем оцінювання та перевірки стабільності показників кожної з категорій будівельної продукції.

Виконання Тематичного плану науково-технічних розробок Мінрегіону у поточному році буде сприяти подальшому підвищенню технічного і якісного рівня вітчизняної будівельної галузі.

ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !

Вимоги щодо публікації статей:

- Текст статті в електронному виді, авторська довідка, підготовлені у Microsoft Word та фото авторів. Наукові статті мають супроводжуватись анотацією (1200–1500 знаків) мовою статті та англійською, ключовими словами, УДК.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, pcx, doc, docx – 300 dpi.
- 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 № 3 від 09.09.2021 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02125, ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

тел. (044) 516-52-85, 543-98-36 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 09.09.2021 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1. Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Поліпрінт», вул. Лугова, 1-А, м. Київ, 04074, тел. 464-17-91

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1250 від 22.02.2003 р.

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