ISSN 1996-8159

ПБС

2'2021

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.
Пасечнюк В.Л.
Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.
Стоянов В.В., 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)
Бєлоєв 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

ПБіС
2'2021

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ

О.В. Шимановський, В.В. Шалінський, М.О. Шимановська
ЗАКОНОМІРНОСТІ ВПЛИВУ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ДЕФЕКТІВ І ПОШКОДЖЕНЬ НА ТЕХНІЧНИЙ СТАН МОСТОВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ІЗ ОРТОТРОПНИМИ ПЛИТАМИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ 2

А.В. Перельмутер
BIM – РЕКЛАМА И РЕАЛЬНОСТЬ 19

В.Д. Макаренко, О.Т. Чернова, С.Ю. Максимов, М.І. Мурашко, Ю.В. Макаренко, І.О. Макаренко
МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ ЗВАРНИХ ТОНКОСТІННИХ ОБОЛОНКОВИХ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ (огляд літературних джерел) 25

МОСТОВІ СПОРУДИ

О.В. Шимановський, В.В. Шалінський
ЩОДО ОБСТЕЖЕННЯ ЕСТАКАДИ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗИ АВТОДОРОЖНЬОГО ПЕРЕХОДУ ПО ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУДАХ ДНІПРОВСЬКОЇ ГЕС 30

КЛІМАТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Я.С. Гук, І.Ф. Найбауер, Е.Й. Новак, О.С. Гук
РАЙОНУВАННЯ ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ ЗА ТЕМПЕРАТУРАМИ ЗЕМНОЇ ПОВЕРХНІ І ЗОВНІШНЬОГО ПОВІТРЯ 36

ЕНЕРГОЕФЕКТИВНІСТЬ БУДІВЕЛЬ

Моради Пур Омид
ВЛИЯНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ НА ФОРМИРОВАНИЕ АРХИТЕКТУРЫ ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫХ ЗДАНИЙ 41

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ

І.І. Ніконець, І.М. Мартинюк, Є.М. Шматов, Р.В. Казмірчук
ВЛАСТИВОСТІ КРЕЙДО-БЕЛІТОВОГО ЦЕМЕНТУ. 46

© Промислове будівництво та інженерні споруди, 2021

УДК 624.21.014.2

ЗАКОНОМІРНОСТІ ВПЛИВУ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ДЕФЕКТІВ І ПОШКОДЖЕНЬ НА ТЕХНІЧНИЙ СТАН МОСТОВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ІЗ ОРТОТРОПНИМИ ПЛИТАМИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

В статті висвітлено особливості розрахунку та роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини. Як приклад розглянуто конструкцію прогонової будови існуючого автопроїзду по естакаді спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом. Описані набуті за час експлуатації автопроїзду дефекти та пошкодження несних конструкцій. Досліджено нерівномірність розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити. Знайдено коефіцієнти редукції, що характеризують нерівномірність розподілення нормальних напружень, шляхом розрахунку розрахункової моделі з використанням інженерно-аналітичного (нормативного) і чисельного методів розрахунку. Наведено й проаналізовано результати чисельного методу у вигляді вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головної балки. Виконано порівняння отриманих результатів. Сформульовано висновки та рекомендації за результатами досліджень.

The paper considers peculiarities of analysis and operation of bridge decks with orthotropic deck plates of the roadway. As an example, the design of the superstructure of the existing driveway over the overpass of Dnieper Hydroelectric Power Plant dam with the left bank is considered. Defects and damages of load-bearing structures acquired during the operation of the carriageway are described. The non-uniform distribution of normal stresses in the orthotropic plate decking is investigated. Reduction coefficients characterizing the non-uniform distribution of normal stresses were found by analyzing the design model using engineering and analytical (normative) method and numerical method of calculation. The results of the numerical method are presented and analyzed in the form of vertical displacements and normal stresses in the orthotropic plate decking and shear stresses in the walls of the main girder. The results obtained are compared. Conclusions and recommendations based on the research results are formulated.

Ключові слова: мостова споруда, прогонова будова, ортотропна плита, розрахункова модель, коефіцієнт редукції, напруження.

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

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

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

Вступ. Попередні статті авторів [7, 8] присвячено визначенню дійсного напружено-деформованого стану ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень на прикладі прогонової будови існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. Описано властиві ортотропним плитам технічні характеристики та переваги щодо інших застосовуваних у мостобудівництві конструктивних рішень. Висвітлено історичні аспекти впровадження ортотропних плит при будівництві мостових споруд і загальні підходи до вдосконалення їх інженерно-технічних рішень. Розкрито основні етапи розвинення теорії і методів дослідження прогонових будов із ортотропними плитами. Вказано на те, що результати багаторічних і численних досліджень знайшли відображення в нормах і рекомендаціях багатьох країн, що регламентують проєктування ортотропних сталевих плит мостових споруд. Докладно наведена сутність двох застосованих методик для визначення коефіцієнта редукції ширини полиць: інженерної – з використанням вимог нормативних документів, які базуються на застосуванні епюр нормальних напружень, і чисельної – з використанням результатів чисельних досліджень, отриманих із використанням методу скінченних елементів.

Що ж стосується представленої статті, то вона продовжує цикл публікацій авторів із дослідження й оцінювання взаємовпливу напруженого стану конструктивних елементів при дійсній роботі ефективних мостових споруд із застосуванням ортотропних плит проїзної частини. Як приклад прийнята прогонова будова естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро, відмінність якої від розглянутого в статтях [7, 8] автопроїзду пов'язана з

низкою характерних ознак, по-перше, конструктивних: помітного викривлення в плані прогонової будови й коробчастості її поперечного перерізу, несиметричності поперечного перерізу ортотропної плити й нахиленості її верхньої площини і, по-друге, експлуатаційних: наявності індивідуально специфічних, набутих за час довготривалої експлуатації, дефектів і пошкоджень. Зважаючи на зазначені особливості, а також на важливу роль прогонової будови естакади спряження в забезпеченні транспортного сполучення по спорудах ДніпроГЕС стає зрозумілим та зацікавленість й увага, яку вона привертає до себе з огляду на дослідження дійсного технічного стану.

Стислий опис існуючих конструкцій естакади спряження греблі з лівим берегом. Естакада спряження греблі з лівим берегом (рис. 1) введена в експлуатацію у 1977 р. у результаті реалізації програми комплексної реконструкції автодорожнього переходу по спорудах ДніпроГЕС.

Робоча документація конструкцій естакади була розроблена інститутом ДПІ «Укрпроектстальконструкція» (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») у 1976 р. у відповідності з чинними на той час вимогами та конструктивними вказівками технічних умов на проєктування автодорожніх та міських мостів [5, 6]. При цьому враховувались наступні тимчасові навантаження – автомобільне навантаження Н-30 та спеціальні навантаження НК-80 і НГ-60.

Після введення в експлуатацію естакада увійшла до складу переходу через споруди Дніпровського гідровузла і, у такий спосіб, стала продовженням автопроїзду з земляної вставки на греблю. А сама ж траса розташована на криволінійній ділянці з радіусом кривини, що дорівнює 125 м (рис. 2).

Габарит автопроїзду естакади спряження прийнято з умови пропуску чотирьох смуг автомобільного руху з швидкістю 60 км/год із урахуванням розширення на кривій, необхідного для пропуску автопричіпів завдовжки до 11,0 м. Додатково до цього знадобилося розширення габариту на 0,2 м внаслідок вписування в криву по хордах прямолінійних блоків прогонової будови. Тому остаточна відстань між бар'єрними огорожами склала 14 + 4×0,45 + 0,2 + 2×0,5 = 17,0 м (рис. 3). Для руху пішоходів передбачено один тротуар завширшки 2,25 м із низової сторони та один службовий прохід завширшки 0,75 м – із верхової сторони. З метою забезпечення найліпших умов водовідведення з проїзду його поперечний профіль прийнято односхилим із кутом нахилу 4 ‰.

Габарит підмостового простору передбачено виходячи з умов спирання прогонової будови на існуючі конструкції греблі, наявності адміністративно-побутового корпусу, а також загальної компонувальної схеми автодорожнього переходу.

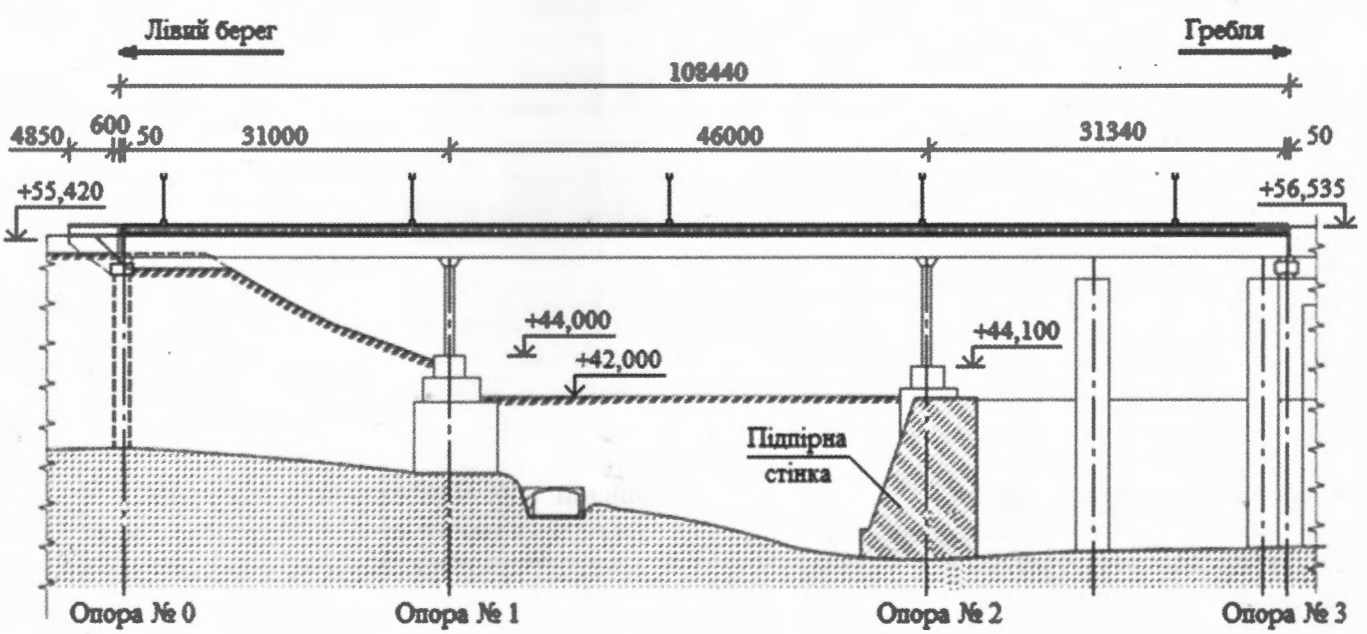


Рис. 1. Фасад естакади спряження греблі з лівим берегом

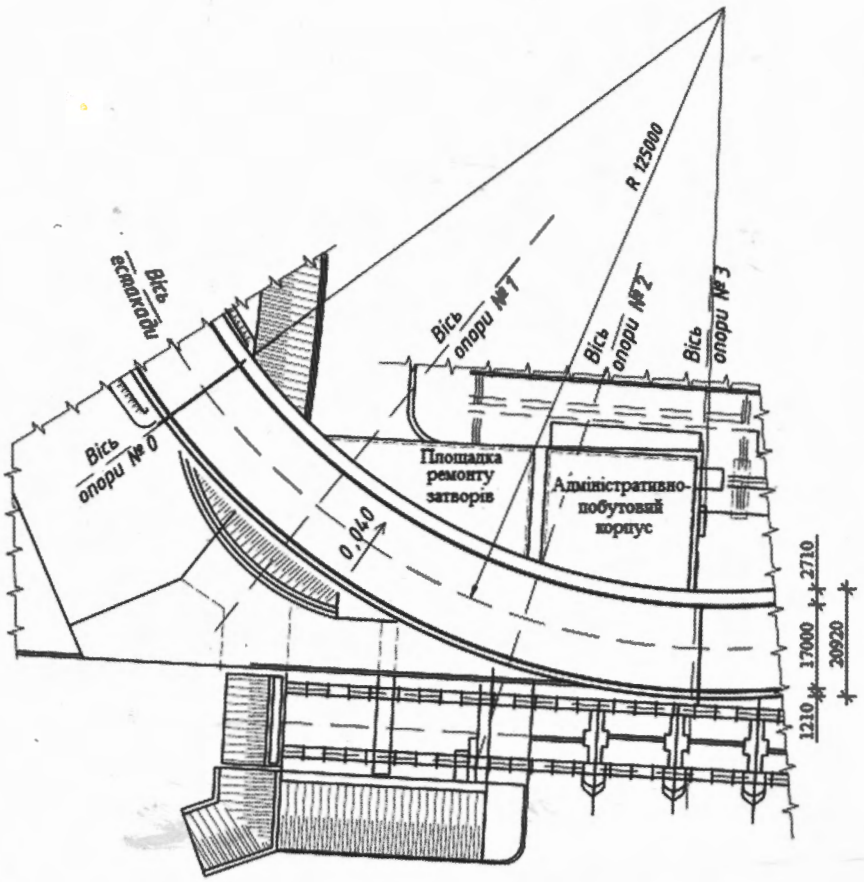


Рис. 2. План естакади спряження греблі з лівим берегом

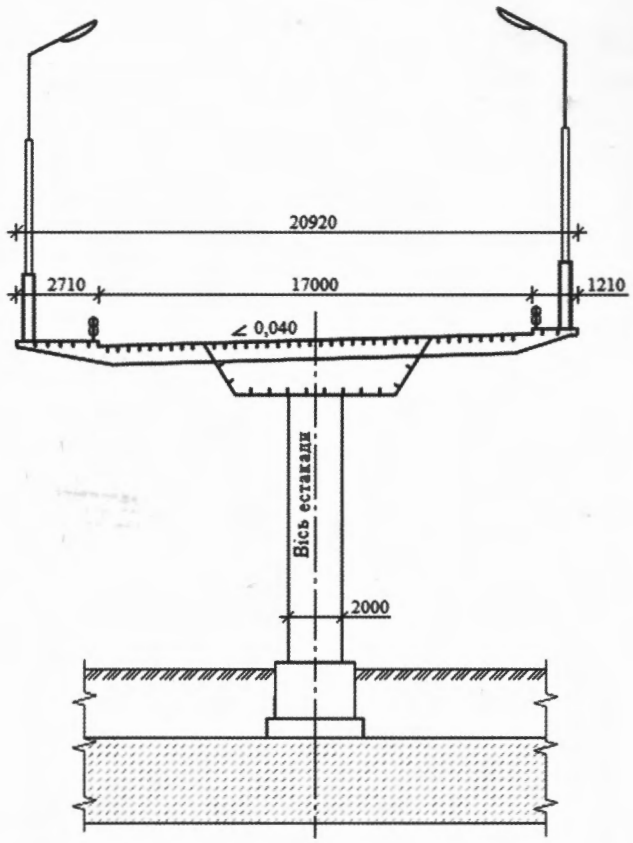


Рис. 3. Поперечний переріз естакади спряження греблі з лівим берегом

Прогонова будова. Автодорожня естакада спряження являє собою криволінійну в плані, просторово працюючу нерозрізну трипрогонову раму подовжньою схемою 31,0 + + 46,0 + 31,34 = 108,34 м із гнучкими проміжними опорами та масивним береговим стояном, який відділений від неї деформаційним швом. Ригель рами складений криволінійною в плані головною балкою коробчастого трапецеїдального поперечного перерізу по осі споруди та сталевою ортотропною плитою проїзної частини. Проміжні опори прийняті металевими, жорстко защемленими в головній балці та фундаментах, а лівобережна опора виконана у вигляді масивного залізобетонного стояна. Що ж стосується правобережної опори, то вона входить до складу проєкту розширення автопроїзду на греблі. Всі металеві конструкції естакади прийняті суцільнозварними зі зварними заводськими та монтажними з'єднаннями і виконані з низьколегованої сталі марки 09Г2С-12 [1].

З урахуванням викладеного вище, привернемо увагу до того, що в результаті застосованої геометричної схеми естакади спряження всі горизонтальні зусилля та крутні моменти, викликані кривиною споруди в плані та ексцентричним розташуванням тимчасового навантаження, сприймаються проміжними опорами та широко рознесеними опорними частинами на стояні та на опорі греблі.

Ортотропна плита та головна балка. Головна балка прогонової будови коробчаста, трапецеїдального перерізу, заввишки по осі 2000 мм. Ширина балки понизу становить 6000 мм. Односторонній поперечний ухил проїзної частини створюється за рахунок різної висоти бокових стінок, кут нахилу яких однаковий ~ 58°08". А кривина прогонової будови в плані створюється

за рахунок вписування монтажних блоків завдовжки 12,0 м – 13,0 м хордами зі стикуванням на монтажі під кутом.

Ортотропна плита проїзної частини складається зі сталевого настилу з листа завтовшки 12 мм, поздовжніх ребер із листа 200×12 мм, кроком 400 мм у межах проїзної частини та 470 мм у межах тротуарів, та поперечних балок кроком 2,0 м. Перетин поздовжніх ребер із поперечними балками здійснюється без приварювання їх до стінок балок, із пропуском у вирізи стінок. Важливим тут є те, що таке рішення дало змогу не тільки знизити концентрацію напружень, а й покращити умови роботи плити на циклічне тимчасове навантаження. До того ж, при такому рішенні з'явилась можливість застосування автоматичного зварювання при виготовленні плити на заводі. Також вкажемо на те, що монтажні стики ортотропної плити проїзної частини прийняті згідно з авторським свідоцтвом ДПІ «Укрпроектстальконструкція» (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») [4], в якому запропоновано ребра плити не доводити до її стику й замінювати їх стовщенням настилу до 20 мм, що, в свою чергу, дозволило на монтажі стикувати автоматичною зваркою тільки листи настилу. Зазначимо, що внаслідок кривини прогонової будови в плані та зварювання з блоків, які розташовані по хордах, таке рішення виявилось вельми доцільним через пришвидшення виконання монтажних робіт. Більше того, цьому пришвидшенню сприяло також те, що головні балки та ортотропна плита складались на монтажі з плоских та об'ємних однотипних елементів, а поперечна жорсткість прогонової будови та незмінність поперечного перерізу головної балки забезпечувались встановленням діафрагм всередині коробки в прогоні, в місцях спряження з колонами проміжних опор та в кінцях прогонової будови.

Щодо інших конструктивних елементів естакади спряження зазначимо, що її проміжні опори прийняті у вигляді одиночних металевих колон прямокутного перерізу 700×2000 мм із низьколегованої сталі марки 09Г2С-12 [1]; фундамент колони № 1 виконано зі залізобетону на природній основі; основою опори № 2 слугує існуюча підпірна стінка, а башмаки колон забезпечують защемлення останніх за допомогою анкерних болтів. У місці спряження з головною балкою колони мають розтрубне розширення у вигляді пілястр 2000×2000 мм, що дало змогу знизити розрахункові напруження в стінках до розрахункового опору матеріалу балок. Береговий стоян виконано обсипним масивним залізобетонним із монолітного бетону з основою у вигляді пальового ростверку зі залізобетонних паль 350×350 мм із урахуванням сприйняття активного тиску прогонової будови, а спряження стояна з насипом реалізовано за допомогою залізобетонних плит.

Як вже було зазначено вище, проїзна частина моста запроєктована завширшки 17,0 м і огороджена бордюрними підвищеннями тротуарів у вигляді смуг із гнутої профільованої сталі. Тротуари для пішоходів прийняті завширшки 2,25 м, а службовий прохід 0,75 м. Покриття проїзної частини згідно з проєктом будівництва виконано у вигляді стоншеного асфальтобетону з добавлянням епоксидної смоли і одночасно виконує функцію ізоляції плити проїзної частини. Бар'єрна огорожа складається зі сталевих брусів із гнутих профілів, які спираються на металеві стовпи. Перила прийняті полегшені зі сталевих смуг та профільної сталі й прикріплені зварюванням до ортотропної плити. Ліхтарні щогли – зварні з труб, розраховані на підвішення до них контактної мережі тролейбуса і розташовані по лінії перил. Щитки комутації електроосвітлення розташовані в нижній частині щогл, для цього передбачені вирізи, які закриваються дверцятами. Кабелі електроосвітлення розташовані під тротуарами та підведені до щогл через люки, влаштовані в настилі тротуарів біля кожної щогли. Зливова каналізація на мосту проєктом не передбачена. А водовідведення влаштоване за допомогою поперечного (4 %) і подовжнього (1 %) ухилів проїзду, що дозволило відмовитися від влаштування зливоприймачів на естакаді через стік зливових вод уздовж низового бордюру та вивід їх на земляну вставку.

Оглядові пристосування. З метою проведення оглядів прогонової будови і опор у період експлуатації та повторного фарбування металоконструкцій, передбачені два оглядові візки, праворуч і ліворуч від подовжньої осі, які пересуваються за допомогою чотирьох «кішок» із ручним приводом по монорейках, закріплених до поперечних балок (наразі стан візків непрацездатний). Задля огляду колон зовні спеціальних оглядових пристосувань не передбачено, зважаючи на те, що за необхідності це можна виконати за допомогою автомашин із телескопічною вишкою або за допомогою люльок.

Результати обстеження конструкцій естакади спряження греблі з лівим берегом. За результатами проведеного у червні 2020 р. обстеження споруди була виявлена низка дефектів її конструктивних елементів, які полягають у наступному.

Прогонова будова. Дефекти коробки головної балки:

- загальна нерівномірна корозія металу кромки ортотропної плити до 50 % перерізу і більше (рис. 4);
- повсюдне руйнування антикорозійного захисту ортотропної плити, подовжніх ребер і поперечних балок (рис. 5);
- загальна нерівномірна корозія опорної діафрагми (рис. 6) та нижнього поясу поперечної балки глибиною до 50 % перерізу на опорі № 0;
- корозія ортотропної плити, подовжніх ребер і слізників у місцях технічних люків;
- бруд, сміття, залишки ізоляції кабелів комунікацій у порожнині коробки біля опор № 0 та № 3 та у прогоні 1–2;
- руйнування в'язі біля опори № 0 (рис. 7).

Проміжні опори. Під час обстеження металевих колон проміжних опор виявлені місцеві руйнування антикорозійного покриття (рис. 8).

Усі *опорні частини* естакади мають характерні наступні дефекти – на опорних частинах відсутні захисні гумові кожухи та упори, відсутнє мастило на поверхнях тертя (рис. 9). Окремо слід звернути увагу на те, що одна з опорних частин опори № 0 була засипана ґрунтом, що призвело до ще більшого корозійного ураження її металевих елементів.

Рис. 4. Корозія металу кромки ортотропної плити

Рис. 5. Руйнування антикорозійного захисту ортотропної плити, подовжніх ребер і поперечних балок

Рис. 6. Корозія опорної діафрагми на опорі № 0

Рис. 7. Руйнування в'язі біля опори № 0

Рис. 8. Місцеві руйнування антикорозійного покриття колони

Рис. 9. Відсутній захисний кожух та мастило на поверхнях тертя. Корозія опорної частини

Рис. 10. Тріщини в тротуарному покритті, руйнування тротуарного покриття біля перил

Рис. 11. Ушкодження лакофарбового покриття, тріщина в нижньому елементі перил

При обстеженні *мостового полотна* встановлено наступне:

- асфальтобетонне покриття проїзної частини не має значних недоліків та перебуває у працездатному стані;
- тротуарне покриття має тріщини по всій його поверхні та ознаки руйнування вздовж перил (рис. 10). Крім цього, технологічні вирізи в тротуарі закриті просічно-витяжним настилом, що спричиняє протікання води на нижче розташовані металоконструкції прогонової будови і сприяє їх корозії;
- перильна огорожа має ушкодження лакофарбового покриття, а також тріщини та нестачу окремих елементів заповнення перил (рис. 11);
- бар'єрна огорожа подекуди має корозійні ураження баз стояків внаслідок сильного засмічення, деформації та тріщини консолей-амортизаторів. Проте основним недоліком тут є невідповідність кроку стійок бар'єрної огорожі вимогам чинних норм, наразі крок стійок складає 3 м;
- ліхтарні щогли загалом перебувають у працездатному стані за винятком однієї щогли, де виявлено наскрізну корозію (рис. 12):
- деформаційні шви мають недолік, що виник при їх влаштуванні, а саме – корозія опорних металоконструкцій шва внаслідок відсутності антикорозійного захисту (рис. 13). Також наявна засміченість деформаційних швів.

Рис. 12. Наскрізна корозія ліхтарної щогли

Рис. 15. Корозійне руйнування короба комунікацій

Рис. 13. Корозія опорних металоконструкцій шва внаслідок відсутності антикорозійного захисту

Рис. 14. Корозія елементів пересувних візків. Дощаний настил зруйнований. Механізми (редуктори) для пересування візків не працюють

Оглядові пристосування. За результатами обстеження встановлено, що оглядові пересувні візки перебувають в незадовільному стані і потребують капітального ремонту або повної заміни (рис. 14). Монорейки при цьому мають незначну поверхневу корозію.

Укріплення комунікацій мають дефекти у вигляді корозійного руйнування коробів біля крайніх опор естакади (рис. 15) в результаті тривалого потрапляння вологи через незадовільний стан деформаційних швів.

Якщо уважно проаналізувати наведений вище перелік дефектів і пошкоджень та властиві їм ознаки, то стає цілком зрозумілим, що найбільш несприятливий вплив на загальну роботоспроможність естакади спряження спричиняють дефекти та пошкодження її прогонової будови. І в першу чергу це стосується конструктивних елементів ортотропної плити проїзної частини, зокрема листа сталевого настилу, який має загальну нерівномірну корозію, подовжніх ребер і поперечних балок, які мають повсюдне руйнування антикорозійного захисту, а також нижніх поясів поперечних балок, на яких виявлена загальна нерівномірна корозія з втратою до 50 % поперечного перерізу. Що ж стосується об'єктивного оцінювання самого цього впливу, то з цією метою проведені відповідні чисельні дослідження за двома методиками. Причому якщо за першою з них – прямою – задля отримання параметрів напружено-деформованого стану (НДС) прогонової будови застосовувався метод скінченних елементів, то друга методика полягає у використанні інженерно-аналітичного методу, який базується на оперуванні універсальним інтегральним показником – коефіцієнтом редукції ефективної ширини полиці ортотропної плити. На розвиток сказаного доцільно також привернути увагу до того, що загальна сутність цих двох методик висвітлена у нормах [3], а практичні приклади та прийоми їх використання викладені

у нещодавніх публікаціях авторів цієї статті [7, 8]. Що ж стосується безпосередньо досліджень прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро, то їх зміст розкривається у нижче приведених розділах цієї статті.

Розрахункова схема прогонової будови. Беручи до уваги конфігурацію, структуру і топологію конструкції, як розрахункова прийнята скінченно-елементна модель, побудована шляхом моделювання дев'яти укрупнених блоків прогонових будов естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро. В моделі всі складові частини ортотропної плити і головних балок апроксимовані набором тонких оболонкових три- і чотирикутних скінченних елементів. Матеріал конструктивних складових ортотропної плити і головних балок – сталь марки 09Г2С-12 із модулем пружності $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ кгс/см^2, коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0{,}3$ і розрахунковим опором $R = 3400 - 4000$ кгс/см^2 в залежності від товщини конструктивного елемента.

Побудована у такий спосіб скінченно-елементна модель укрупненого блока (а саме крайнього опорного) прогонової будови естакади спряження наведена на рис. 16 і нараховує 11805 вузлів і 11736 скінченних елементів. А загальна скінченно-елементна модель естакади спряження греблі з лівим берегом представлена на рис. 17 і нараховує 98854 вузлів і 99008 скінченних елементів.

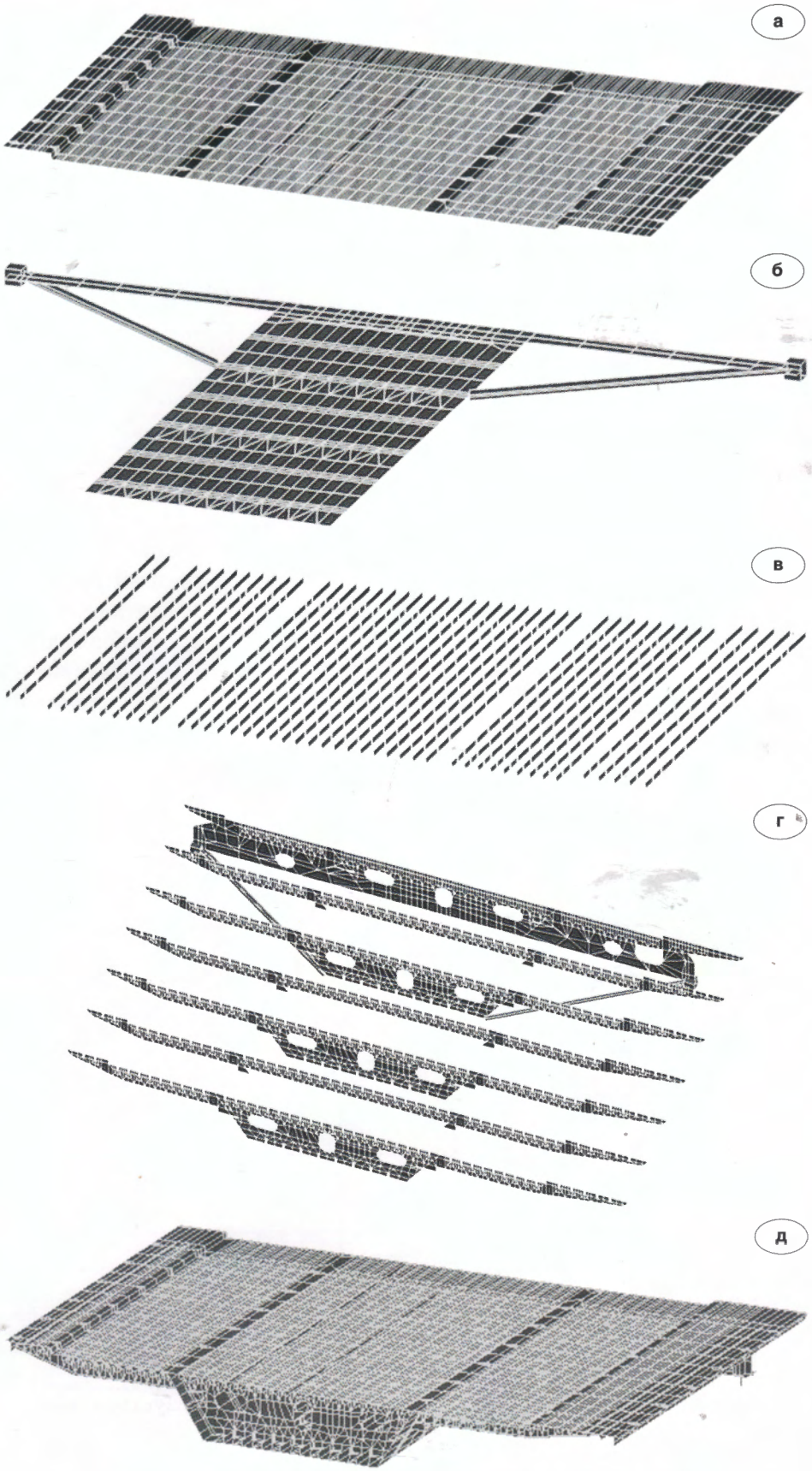


Рис. 16. Скінченно-елементна модель укрупненого блока (крайнього опорного) прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро:
а – верхній лист настилу; **б** – нижній лист настилу; **в** – подовжні ребра; **г** – поперечні балки; **д** – загальна модель укрупненого блока

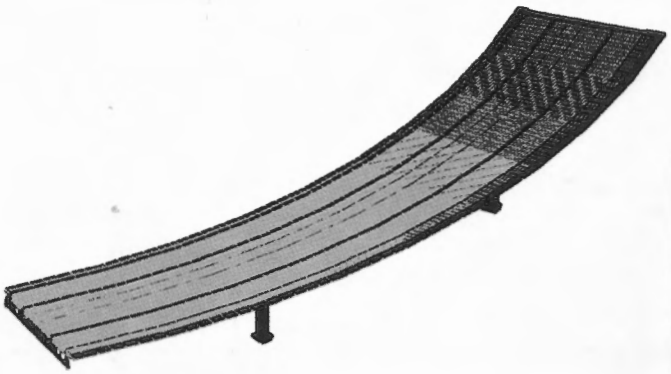


Рис. 17. Загальна скінченно-елементна модель прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро

Таблиця 1

Складові постійного навантаження від конструктивних елементів прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро

Найменування конструктивного елемента	Характеристичне значення, тс/м.п.	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове значення, тс/м.п.
Прогонова будова	6,25	1,25	7,81
Опора освітлення	0,17	1,25	0,21
Бар'єрна огорожа	0,07	1,25	0,09
Перила	0,05	1,25	0,06
Комунікації	1,70	1,25	2,13
Покриття проїзної частини	2,81	2,00	5,62
Разом	11,05		15,92

Навантаження на прогонову будову. Зауважимо, що постійні та тимчасові навантаження на прогонову будову прийняті у повній відповідності з вимогами норм [2].

Постійне навантаження на прогонову будову естакади спряження являє собою власну вагу його конструктивних елементів і для чисельного розрахунку враховувалось приведенням навантаження до розподіленого за всією шириною конструкції. Загалом було прийнято шість складових постійного навантаження, значення яких наведено у таблиці 1.

Що ж стосується тимчасового навантаження на прогонову будову естакади спряження, то для чисельного розрахунку використовувалися дві його складові, а саме: автомобільне навантаження Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і рівномірно розподілене навантаження від натовпу людей на тротуарі та на службовому проході (q = 0,4 тс/м^2). В частині ж колісного навантаження НК-80 від одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс вкажемо на добре відомий розрахунковий критерій, згідно з яким при перевірці існуючої споруди з великими прогонами воно (навантаження НК-80) спричиняє винятково локальний вплив і саме через це вважається не розрахунковим. Схема прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогонової будови наведена на рис. 18, де під R_{30} розуміється складова від автомобільного навантаження, яка задається між і вдовж двох коліс транспортного засобу.

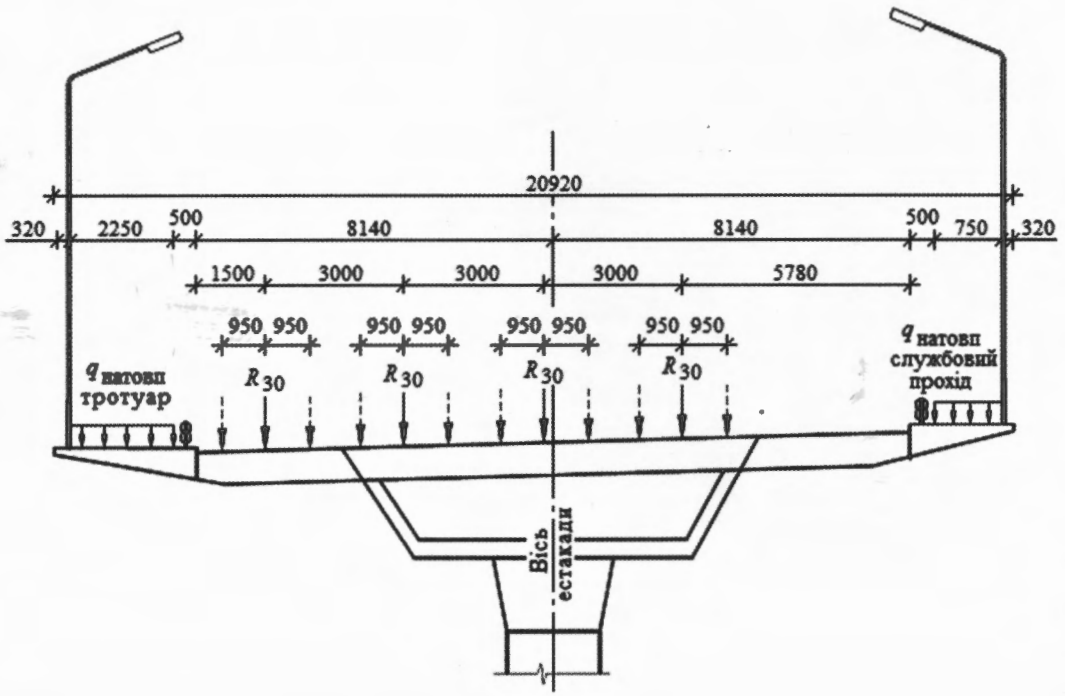


Рис. 18. Схема прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогонової будови естакади спряження

Отже, з наведених вище даних випливає, що в розрахунку враховувались дві групи навантажень: постійні й тимчасові. При цьому загальна кількість сполучень розрахункових навантажень завдяки симетричності споруди естакади спряження склала чотири, а постійні навантаження та натовп були присутні у всіх сполученнях.

Для кожної характерної розрахункової точки перерізу прогонової будови естакади спряження (на опорах та посередині прогонів) були виконані перевірні розрахунки, результати яких, забігаючи трохи наперед, засвідчили, що всі розглянуті сполучення навантажень є найбільш несприятливими для конкретно визначеної точки, а максимальні значення вертикальних переміщень очікувано є найбільшими по центру покриття і не суттєво відрізняються при різних комбінаціях навантажень.

Результати чисельних розрахунків несної спроможності прогонової будови. Зважаючи на зазначене, розглянемо роботу прогонової будови естакади спряження греблі Дніпро-ГЕС із лівим берегом р. Дніпро при одному з розрахункових сполучень навантажень, а саме: постійного та тимчасового навантаження у складі автомобільного навантаження Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункового рівномірно розподіленого навантаження від натовпу людей на тротуарі. Результати чисельних розрахунків у вигляді ізополів вертикальних переміщень і нормальних напружень у листах настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок приведено на рис. 19–21.

Як випливає з аналізу отриманих результатів, лист настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови естакади спряження має два типи принципово відмінних зон вертикальних переміщень (рис. 19). Перша з них розташована в місцях опорних діафрагм та сталевих колон і охоплює всю довжину проїзної частини ортотропної плити по внутрішній дузі з максимальними позитивними значеннями переміщень до 3,033 мм. Друга ж зона знаходиться посередині покриття, де лист настилу прогинається донизу, а величини максимальних прогинів досягають 24,13 мм. Що ж стосується розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 20), зазначимо, що лист настилу в місцях опорних діафрагм сприймає напруження стиснення в межах σ_x = 153–1994 кгс/см^2, а в центрах прогонів між консольними ригелями загалом є більш-менш рівномірно розтягнутим у межах σ_x = 76 – 1687 кгс/см^2.

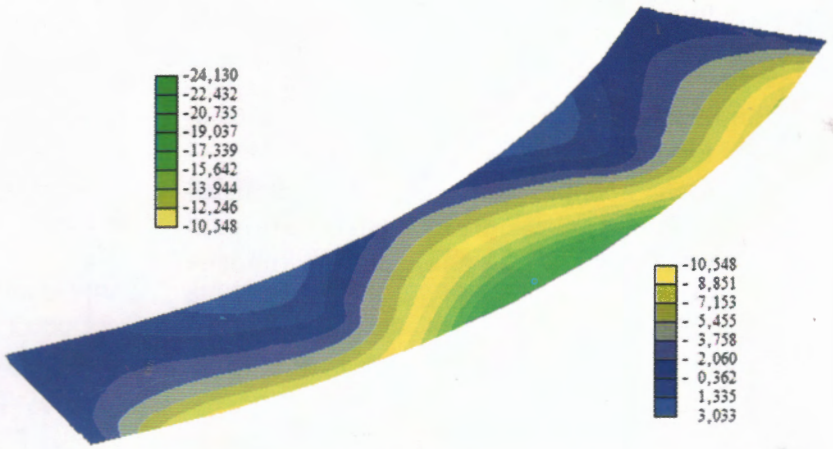


Рис. 19. Ізополя вертикальних переміщень *w* у листі настилу ортотропної плити, мм

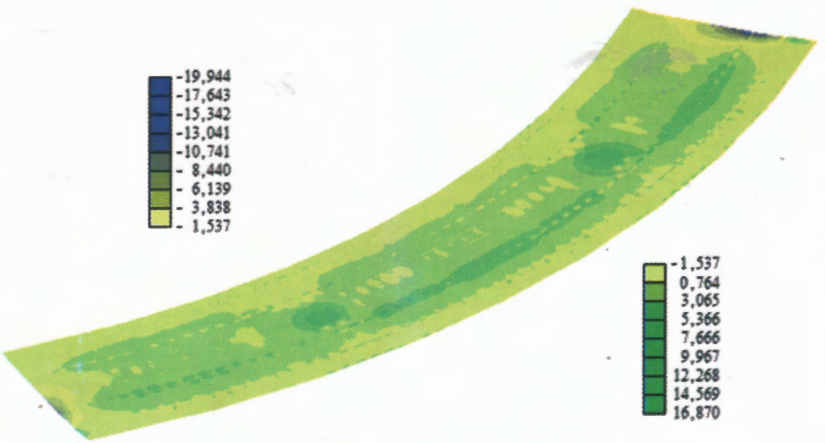


Рис. 20. Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити, $\sigma_x \cdot 10^2$, кгс /см^2

Рис. 21. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок, $\tau_{xy} \cdot 10^2$, кгс /см^2

Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується різнонаправлений напружений стан (рис. 21): в деяких фрагментах цих стінок присутні напруження стиску (у межах до τ_{xy} = = 1860 кгс/см^2); в інших – розтягу (у межах до τ_{xy} = = 2041 кгс/см^2), що обумовлено особливостями обпирання головних балок на сталеві колони.

Таким чином, можна дійти висновку, що лист настилу ортотропної плити перебуває у дещо недонапруженому стані. Пояснити ж вказане можна досить легко, оскільки його (листа) геометричні розміри призначаються насамперед із урахуванням конструктивних вимог до споруди загалом, через що вони значно перевищують розміри нижнього листа прогонової будови, напруження в якому близькі до граничних.

А тепер продовжимо аналізування параметрів НДС конструктивних елементів ортотропної плити. На рис. 22 і 23 для одного з типових укрупнених блоків прогонової будови естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро (в даному випадку передостаннього) представлено графічні залежності зміни параметрів НДС уздовж локальних поздовжньої і поперечної осей, які проходять посередині цього блока (орієнтація локальних осей наведена на рис. 24). І одразу привернемо увагу до того, що суцільна чорна крива на цих графіках відповідає дійсній роботі прогонової будови з врахуванням дефектів і пошкоджень (зокрема, корозійних) мостових конструкцій, виявлених під час останніх спеціальних обстежень естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро (нагадуємо, що ці дефекти і пошкодження наведені вище), а суцільна синя відображає роботу її проєктного стану.

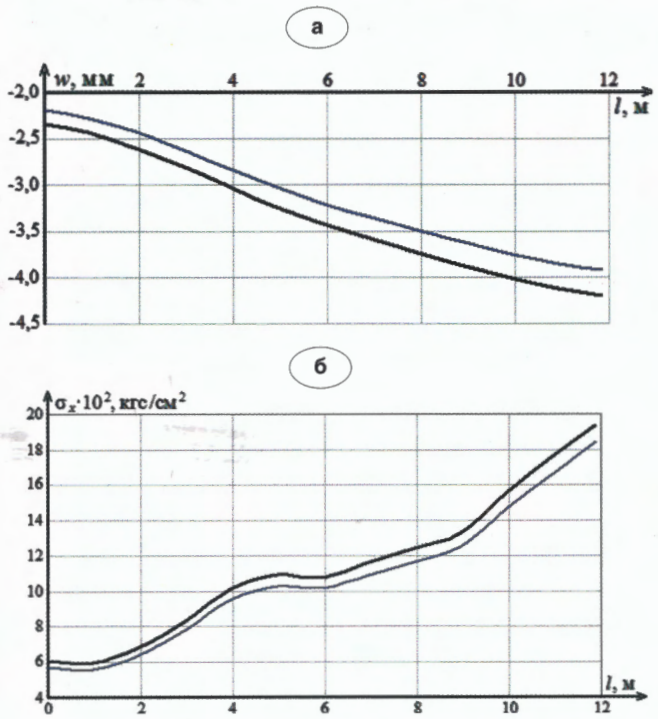


Рис. 22. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поздовжньої осі укрупненого блока прогонової будови естакади спряження:

а – вертикальні переміщення; **б** – нормальні напруження

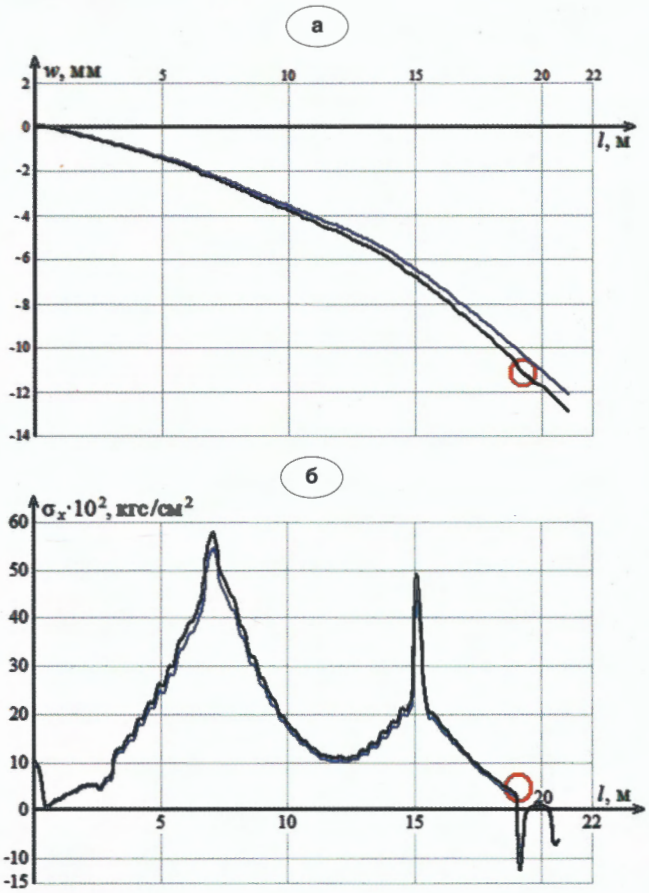


Рис. 23. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поперечної осі укрупненого блока прогонової будови естакади спряження:

а – вертикальні переміщення; **б** – нормальні напруження;
О – зона біля тротуару

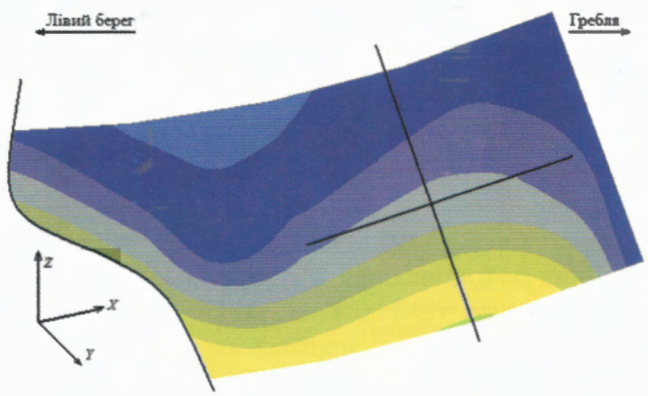


Рис. 24. Орієнтація локальних осей, використаних при побудові графічних залежностей зміни параметрів НДС у листі настилу ортотропної плити

Якщо уважно проаналізувати представлені на рис. 22 і 23 графіки, то можна дійти цілком очікуваного висновку, що набуті за час експлуатації дефекти та пошкодження прогонової будови автопроїзду впливають на параметри НДС мостових конструкцій. Що ж стосується кількісної оцінки цього впливу, вкажемо на те, що розбіжність між переміщеннями і напруженнями проєктного та дійсного стану знаходиться у межах від 7 % до 11,5 % майже для всіх конструктивних елементів у результаті практично рівномірної довготривалої корозії металу з незначним ослабленням поперечних перерізів. Одночасно з рис. 23, б також випливає, що у листі настилу ортотропної плити над боковими стінками головної балки прогонової будови наявні неістотні хвилеподібні коливання значень нормальних напружень, викликані умовами взаємодії листа та бокових стінок.

Винятком є тільки зона завширшки біля 0,5 м – 0,6 м, яка прилягає до тротуару і простягається за всією довжиною естакади спряження (див. рис. 1, 2). А особливість цієї зони зводиться до того, що на ній, на відміну від усіх інших елементів прогонової будови автопроїзду, в значній мірі присутня нерівномірна корозія металу конструктивних елементів, викликана впливом дощових опадів (влітку) і розчинів агресивних протиожеледних соляних сумішей (у зимовий період), які потрапляють на неї шляхом стікання по нахиленій верхній площині ортотропної плити (див. рис. 3) із подальшим накопиченням біля бордюру у вигляді калюж і, як наслідок, просочуванням у внутрішній простір плити. Через це у цій зоні різниця між переміщеннями і напруженнями проєктного та дійсного стану (незважаючи на їх не дуже суттєві значення) збільшується приблизно у 1,5–2 рази і досягає 16 % – 20 %, про що свідчить рис. 23.

Методика розрахунку прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції. Привернемо увагу до того, що загальні положення винесеної у назву даного розділу методики викладені у чинному нормативному документі [3], а її деталізація і послідовність застосування стосовно конкретного прикладу прогонової будови із ортотропною сталевою плитою проїзної частини існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС у роботах авторів [7, 8]. Із урахуванням цього в даній статті вказана методика повторно не викладається, проте якщо у читачів все ж таки виникне бажання з нею ознайомитися, вони можуть достатньо легко звернутися до перелічених публікацій.

Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції. Розрахунок ортотропних плит прогонової будови бажано проводити у два прийоми (переважно з метою порівняння отриманих результатів): спочатку застосовується інженерно-аналітичний метод, а потім – чисельний (як правило, метод скінченних елементів) [3]. З огляду на це спершу дослідження прогонової будови з ортотропною плитою естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро проведені з використанням коефіцієнта редукції ширини полиці β, який знаходиться у функціональній залежності від ефективної ширини полиці b_{eff} . Оскільки, як зазначено в [3], задля визначення параметра b_{eff} при пружній роботі конструкції вид навантаження не відіграє жодної ролі, то з метою спрощення обчислення нормальних напружень доцільно використовувати власну вагу прогонової будови. Що ж стосується безпосередньо коефіцієнтів редукції, то для їх підрахунку перерізи епюр нормальних напружень у листі прогонової будови необхідно робити в характерних точках – на опорах та у чвертях прогонів, а схему з позначенням розрахункових ділянок цих коефіцієнтів у поперечному перерізі прогонової будови представляти у зображеному на рис. 25 вигляді.

Побудовані у такий спосіб графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови зображені на рис. 26.

А зараз перейдемо до розгляду результатів чисельних розрахунків прогонової будови. Проте перш ніж безпосередньо розпочати дослідження коефіцієнта редукції, спочатку звернемося до самих цих результатів із метою виявлення й узагальнення найменших нюансів роботи конструктивних елементів прогонової будови під навантаженням. Для цього насамперед розглянемо розподілення вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок, ізополя яких наведені на рис. 27–29.

Як вбачається з рис. 27, лист настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови естакади спряження має незначні прогини. В районі опорних діафрагм та сталевих колон

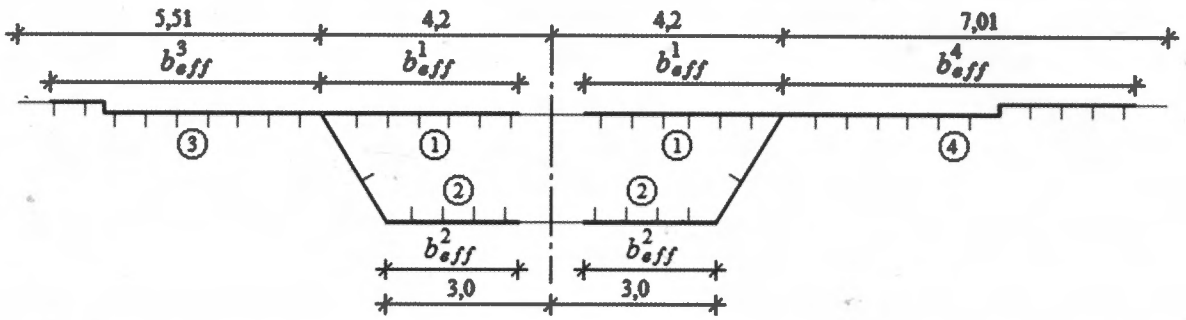


Рис. 25. Поперечний переріз прогонової будови з зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції:
1 – внутрішня плита верхня (ділянка № 1); **2** – внутрішня плита нижня (ділянка № 2); **3** – консольна плита коротка (ділянка № 3); **4** – консольна плита довга (ділянка № 4)

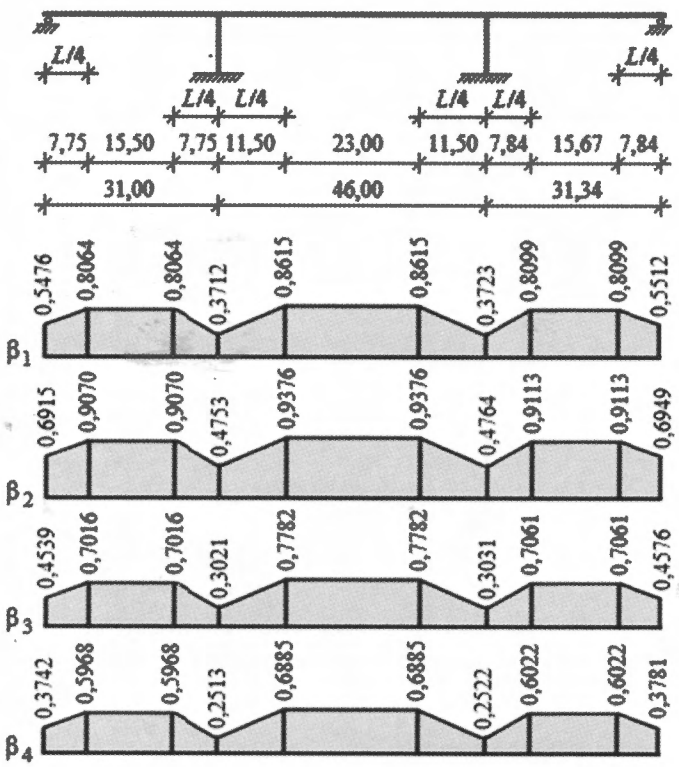


Рис. 26. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку [3] (розміри ділянок прогонової будови естакади спряження вказані по осі естакади)

значення переміщень майже дорівнюють 0 мм, що цілком зрозуміло. Посередині покриття лист настилу прогинається донизу з максимальними значеннями прогину до 10,6 мм. Що ж стосується характеру розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 28), вкажемо на те, що лист настилу загалом є майже рівномірно розтягнутим по всій довжині покриття із коливаннями значень напружень: від σ_x = 50 кгс/см^2 до σ_x = 1792 кгс/см^2. І тільки в місцях опорних діафрагм наявні напруження стиснення в межах від σ_x = 73 кгс/см^2 до σ_x = = 1187 кгс/см^2. Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується різнонаправлений напружений стан (рис. 29), що знаходить своє відображення у наявності в деяких фрагментах цих стінок незначних за значеннями напружень стиску (у межах до τ_{xy} = 980 кгс/см^2) і розтягу (у межах до τ_{xy} = 1000 кгс/см^2).

Побудовані шляхом опрацювання наведених вище результатів чисельного методу розрахунку графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (схема яких наведена на рис. 30) зображені на рис. 31. Зауважимо, що на цьому рисунку (у порівнянні з результатами інженерного розрахунку на рис. 26) наведено два додаткових графіка β_5 і β_6 для внутрішніх верхньої і нижньої ділянок плити. Це пов'язано з тим, що згідно з методикою [3] коефіцієнти редукції для внутрішніх ділянок ортотропної плити вважаються однаковими, тоді як при використанні чисельного розрахунку отримуються різні значення, що пов'язано з, по-перше, кривиною прогонової будови в плані й, по-друге, несиметричністю поперечного перерізу ортотропної плити (одна з консолей більша, ніж інша), яка й призводить до несиметричності навантаження прогонової будови.

Одночасно в таблиці 2 із метою оцінювання близькості отриманих із застосуванням інженерно-аналітичного та чисельного методів розрахунку результатів визначення коефіцієнта редукції β відображені відповідні дані для шістьох розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (нагадуємо, що схема цих ділянок представлена на рис. 31) на опорі та в прогоні й вказана різниця між ними.

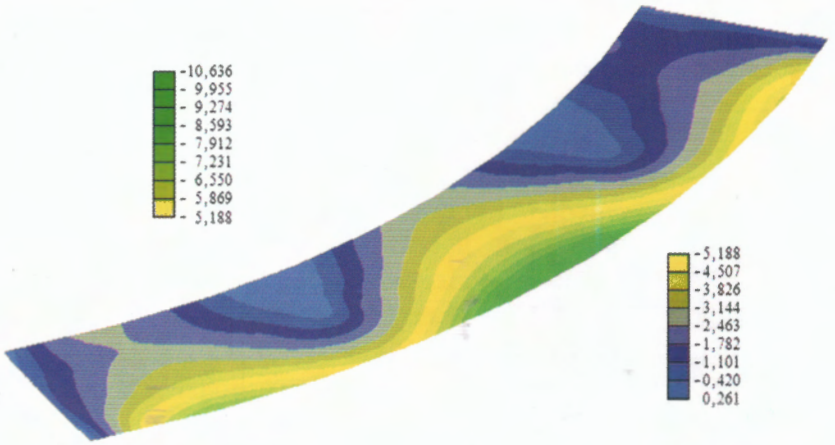


Рис. 27.
Ізополя вертикальних переміщень *w* у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, мм

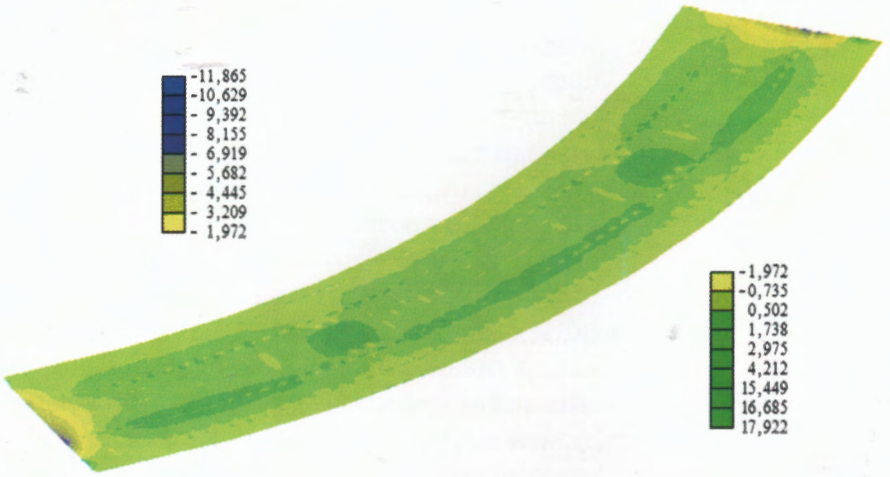


Рис. 28.
Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, $\sigma_x \cdot 10^2$, кгс/см^2

Рис. 29.
Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок від постійного навантаження, $\tau_{xy} \cdot 10^2$, кгс/см^2

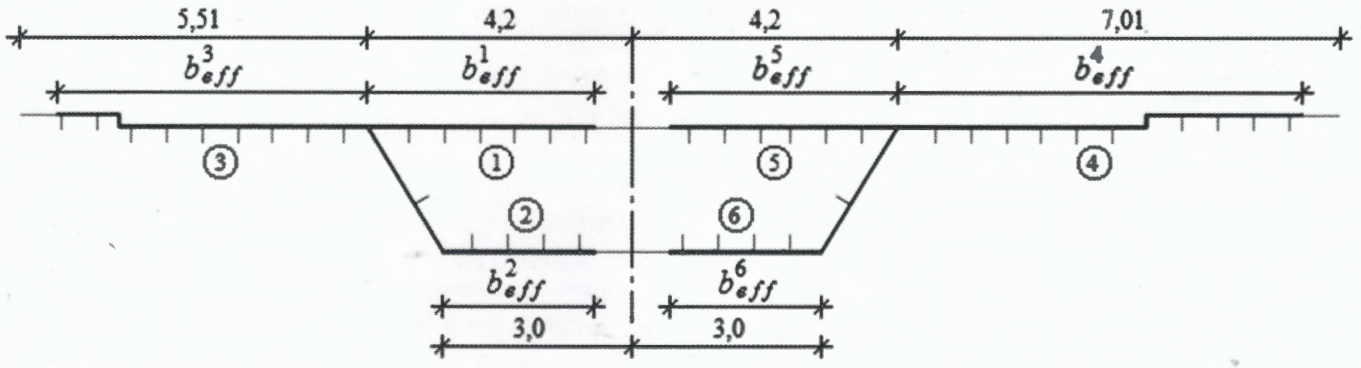


Рис. 30. Поперечний переріз прогонової будови з зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції:
1 – внутрішня плита ліва верхня (ділянка № 1); **2** – внутрішня плита ліва нижня (ділянка № 2); **3** – консольна плита коротка (ділянка № 3); **4** – консольна плита довга (ділянка № 4); **5** – внутрішня плита права верхня (ділянка № 5); **6** – внутрішня плита права нижня (ділянка № 6)

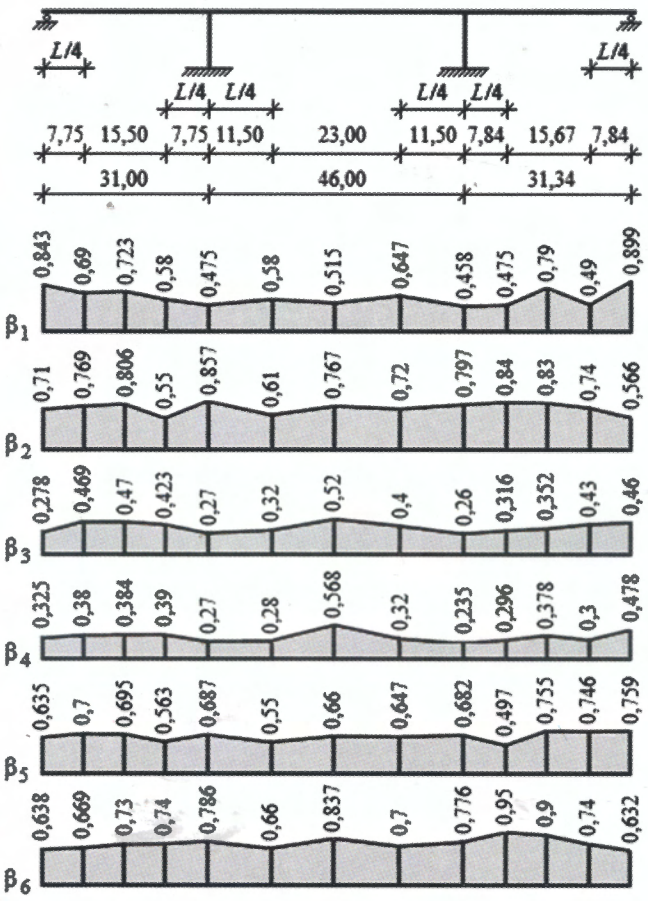


Рис. 31. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови β = *f* (*L*), побудовані з використанням чисельного методу розрахунку (розміри ділянок прогонової будови естакади спряження вказані по осі естакади)

З наведених у таблиці 2 даних випливає, що коефіцієнти редукції, обчислені майже для всіх ділянок ортотропної плити за допомогою чисельного розрахунку і за Додатком «Д» [3], достатньо суттєво відрізняються один від одного від 0,43 до 59,3 відсотків. Проте така розбіжність має досить просте пояснення, пов'язане з двома суттєвими конструктивними відмінностями між реальною конструкцією й тією, що розглядається в Додатку «Д» [3].

Зокрема перша з них полягає в тому, що в Додатку «Д» [3] будь-яка прогонова будова, приміром, естакада спряження, апроксимується у вигляді прямої балки з проміжними опорами. У дійсності ж кожен блок прогонової будови є повернутим у плані відносно попереднього, утворюючи таким чином закінчену криволінійну споруду з радіусом 125 м, що достатньо сильно змінює характер розподілу напружень порівняно з прямою в плані конструкцією. А друга зводиться до того, що проміжні (середні) опори естакади являють собою колони коробчастого перерізу, жорстко з'єднані з прогоновою будовою, що теж вносить певні корективи у розподіл нормальних напружень в ортотропній плиті. Що ж стосується Додатка «Д» [3], то в ньому взагалі не розглядається застосований тип обпирання. І саме тому перелічені конструктивні відмінності й зумовлю-

Таблиця 2

Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β

Номер розрахункової ділянки	Коефіцієнти редукції β											
	На крайніх опорах		Різниця, %	На середніх опорах		Різниця %	У крайніх прогонах		Різниця %	У середньому прогоні		Різниця %
	I	II		I	II		I	II		I	II	
1	0,548/ 0,551	0,843/ 0,899	34,9/ 38,7	0,371/ 0,372	0,458/ 0,475	18,9/ 21,7	0,806/ 0,81	0,475/ 0,79	41,1/ 2,5	0,862	0,515/ 0,647	40,2/ 24,9
2	0,692/ 0,695	0,566/ 0,71	18,2/ 2,1	0,475/ 0,476	0,797/ 0,857	40,4/ 44,5	0,907/ 0,911	0,55/ 0,84	39,4/ 7,8	0,938	0,61/ 0,767	34,9/ 18,2
3	0,454/ 0,458	0,278/ 0,46	38,7/ 0,43	0,302/ 0,303	0,26/ 0,27	13,9/ 10,9	0,702/ 0,706	0,316/ 0,47	54,9/ 33,4	0,778	0,32/ 0,52	58,8/ 33,2
4	0,374/ 0,378	0,325/ 0,478	13,1/ 20,9	0,251/ 0,252	0,235/ 0,27	6,4/ 6,7	0,597/ 0,602	0,296/ 0,39	50,4/ 35,2	0,689	0,28/ 0,568	59,3/ 17,6
5	0,548/ 0,551	0,635/ 0,759	13,7/ 27,4	0,371/ 0,372	0,682/ 0,687	45,6/ 45,9	0,806/ 0,81	0,476/ 0,755	40,9/ 6,8	0,862	0,55/ 0,66	36,2/ 23,4
6	0,692/ 0,695	0,632/ 0,638	8,67/ 8,2	0,475/ 0,476	0,776/ 0,786	38,8/ 39,4	0,907/ 0,911	0,669/ 0,95	26,2/ 4,1	0,938	0,66/ 0,837	29,6/ 10,7

Примітки:

1. Розташування розрахункових ділянок коефіцієнтів редукції у поперечному перерізі прогонової будови за номерами вказано на рис. 25 і рис. 30.
2. Для методів розрахунку прийняті наступні позначення:
   I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [3]; II – чисельний метод розрахунку.
3. Величини коефіцієнтів редукції у кожній чарунці таблиці розташовані в порядку збільшення

Таблиця 3

Розрахункові значення нормальних і дотичних напружень в елементах головної балки прогонової будови

Абсциса поперечного перерізу прогонової будови, м	Елемент поперечного перерізу головної балки	Нормальні напруження σ_x, кгс/см^2		Різниця, %	Дотичні напруження τ_{xy}, кгс/см^2		Різниця, %
		I	II		I	II	
$x = 0$; $x = 108{,}34$	стінка	—	—	—	714	787	9,3
$x = 15{,}5$; $x = 92{,}67$	верхній пояс	395	567	30,3	—	—	—
	стінка	—	—	—	303	545	44,4
	нижній пояс	928	1056	12,1	—	—	—
$x = 31{,}0$; $x = 77{,}0$	верхній пояс	2177	1688	22,4	—	—	—
	стінка	—	—	—	1333	1129	15,3
	нижній пояс	2842	2627	7,5	—	—	—
$x = 54{,}0$	верхній пояс	600	648	7,4	—	—	—
	стінка	—	—	—	159	283	43,8
	нижній пояс	1386	1209	12,8	—	—	—

Примітка.
I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [3]; II – чисельний метод розрахунку

ють розбіжність в отриманих значеннях коефіцієнтів редукції. Більше того, це означає, що для нестандартних конструкцій, на кшталт естакади спряження, реальні значення коефіцієнтів редукції можна визначити лише за результатами чисельних розрахунків.

До речі, вказаний висновок стосується обчислення й інших параметрів напружено-деформованого стану прогонової будови естакади спряження. Засвідчує сказане таблиця 3, в якій згруповані результати розрахунків із використанням інженерно-аналітичного і чисельного методів розрахунку щодо нормальних і дотичних напружень в елементах її головної балки.

З даних у наведеній таблиці чітко відслідковується, що визначені з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку нормальні й дотичні напруження в елементах головної балки прогонової будови мають більші значення (особливо їх максимальні величини) порівняно з тими, які підраховані за допомогою чисельного методу розрахунку. Останнє зайвий раз підтверджує твердження про те, що методика Додатка «Д» [3] є більш консервативною, а чисельний метод завдяки можливості відображення в розрахунковій моделі конструктивних особливостей досліджуваних конструкцій шляхом їх максимальної деталізації дає змогу отримувати більш якісні, надійні та точні результати розрахунків.

Висновки.

В статті розглянуто методологічні аспекти комплексного підходу до розрахунку й аналізу роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини. Об'єктом дослідження прийнято прогонову будову естакади спряження греблі ДніпроГЕС із лівим берегом р. Дніпро, розрахункова модель якої створена з урахуванням дійсного технічного стану конструктивних елементів на основі результатів виконаних інженерних обстежень. Визначено коефіцієнти редукції шляхом застосування інженерно-аналітичного (нормативного) та чисельного (скінченних елементів) методів розрахунку. Наведено й проаналізовано результати чисельного методу у вигляді вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок. Виконано порівняння отриманих результатів та надані рекомендації в частині застосування методів розрахунку.

Нові результати і, як наслідок, сформульовані на їх базі рекомендації полягають у наступному.

1. Стосовно розрахункового оцінювання дійсного технічного стану – розрахунки мостових споруд у неодмінному порядку необхідно здійснювати з огляду на їх дійсний технічний стан, встановлений за результатами проведених інженерних обстежень.

2. Стосовно відображення в чисельній моделі дійсного технічного стану – при побудові скінченно-елементної моделі мостових конструкцій врахування визначених дефектів, пошкоджень і руйнувань конструктивних елементів внаслідок їх значної кількості рекомендується проводити не прямим їх відтворенням, а опосередковано – коригуванням товщини скінченних елементів у залежності від існуючої відповідної «вади» зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів. Причому величину цього коригування слід визначати усереднюючи наявні «вади» по поверхні конструктивного елемента.

3. Стосовно застосування методів розрахунку – при проведенні досліджень мостових споруд, які мають набуті під час експлуатації дефекти, пошкодження і руйнування, а також тих, яким властиві нестандартні конструктивні рішення, ліпше використовувати чисельні методи розрахунку з двох обставин. Перша з них полягає в тому, що тільки чисельні методи дозволяють досягти при побудові числової моделі максимально можливої деталізації конструкції і, як наслідок, отримати найбільш якісні, надійні та точні результати розрахунків; друга – пов'язана з відсутністю у чинній нормативній документації методик, які передбачали б врахування результатів інженерних обстежень конструктивних елементів мостових споруд і застосованих нестандартних конструктивних рішень, а тому визначені за допомогою цих методик результати призводять до вєликих похибок.

4. Стосовно підвищення несної спроможності конструкцій – оскільки дефекти, пошкодження і руйнування в конструктивних елементах, що експлуатуються протягом багатьох десятків років, значною мірою негативно впливають на роботу цих елементів під навантаженням, рекомендується з урахуванням результатів розрахунків розроблювати необхідні організаційні пропозиції (зокрема, щодо постійного моніторингу технічного стану конструкцій) та ремонтні заходи з метою підвищення як рейтингу експлуатаційного стану мостової споруди, так і безпеки її експлуатації.

5. Стосовно коригування нормативної документації – зважаючи на те, що чинні нормативні документи не містять положень із розрахунку та проєктування мостових споруд із урахуванням даних інженерних обстежень і нестандартних конструктивних рішень рекомендується доповнювати ці нормативні документи відповідними розділами.

[1] ГОСТ 19282-73 Сталь низколегированная толстолистовая и широкополосная универсальная. Технические условия. – Москва: ГК стандартов Совета Министров СССР, 1973. – 9 с.

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

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

[4] *Киреенко В.И.* (Заявитель ГПИ «Укрпроектстальконструкция»). Стыковое соединение металлических ортотропных плит настила проезжей части моста. – А. С. № 431279 (СССР) // Официальный бюллетень ГК СССР по делам изобретений и открытий. – 1974. – № 21. – С. 126.

[5] СНиП II-Д.7-62 Мосты и трубы. Нормы проектирования. – Москва: Госстрой СССР, 1963. – 70 с.

[6] СН 200-62 Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. – Москва: Госстрой СССР, 1962. – 328 с.

[7] *Шимановський О.В., Шалінський В.В., Шимановська М.О.* Напружений стан ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2020. Вип. 25–26. С. 4–38.

[8] *Шимановський О.В., Шалінський В.В., Шимановська М.О.* Особливості розрахунку та роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини з урахуванням їх дійсного технічного стану // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 3. – С. 2–16.

Надійшла 25.03.2021 р.

УДК 004.942:721.011.12

BIM – РЕКЛАМА И РЕАЛЬНОСТЬ

В настоящее время существенно изменились технологические возможности проектных организаций, что обусловлено разработкой проектных решений, создаваемых на основе использования информационных технологий. Одним из активно внедряемых подходов является BIM-технология, позволяющая объединить различные программные продукты и инструменты. Рассматриваются рекламируемые и фактические возможности компьютерного проектирования объектов строительства с использованием технологии BIM. Указываются нерешенные проблемы этой технологии, относящиеся к прочностному анализу и к возможностям исследования состояний конструкции, отдаленных по времени от процесса проектирования.

The technological capabilities of design firms have changed significantly due to the development of design solutions based on information technologies. BIM technology is one of the most popular approaches that allows you to combine various software products and tools. This paper discusses the advertised and actual possibilities of computer-aided design of building structures with BIM technology. It indicates the unresolved problems of this technology related to the strength analysis and to the possibilities of studying the states of a structure at the late stages of its life cycle.

Ключевые слова. BIM-технология, жизненный цикл объекта, расчетный анализ, конструктивная модель, расчетная модель.

А.В. Перельмутер
главный научный сотрудник
НПО СКАД Софт,
д.т.н.

Введение. В конце XX и начале XXI века был разработан и начал активно внедряться новый подход к архитектурно-строительному проектированию, который заключается в создании цифровой модели здания – Building Information Model (BIM), несущей в себе все сведения о будущем объекте и предназначенной выступать в качестве инструмента контроля над его жизненным циклом.

BIM считают приемником всех систем автоматизированного строительного проектирования (САПР), отмечая его многочисленные преимущества перед САПР [1–6]. И в сфере информатики, пожалуй, нет другой темы, где присутствовал бы такого рода рекламный прессинг. Среди множества этих публикаций очень мало указывающих на те или иные «пятна на солнце» [7].

Апологеты BIM ссылаются на несколько принципиальных положений, характеризующих BIM и определяющих его отличие от САПР.

Среди основных имеются и такие:

- BIM дает возможность моделировать все этапы жизненного цикла объекта строительства, начиная от эскизного проекта до завершения его эксплуатации (рис. 1).

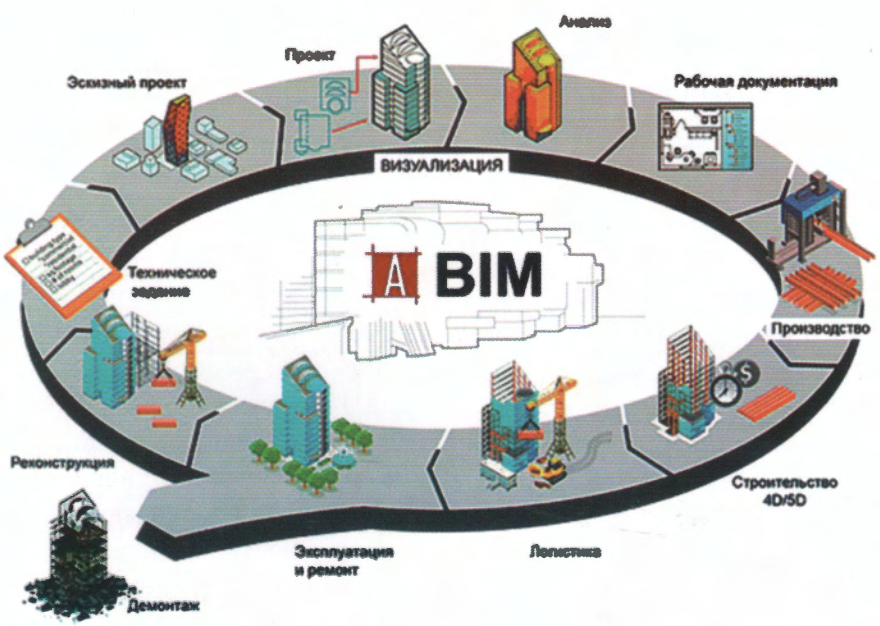


Рис. 1. Визуализация основной концепции BIM

© Перельмутер А.В.

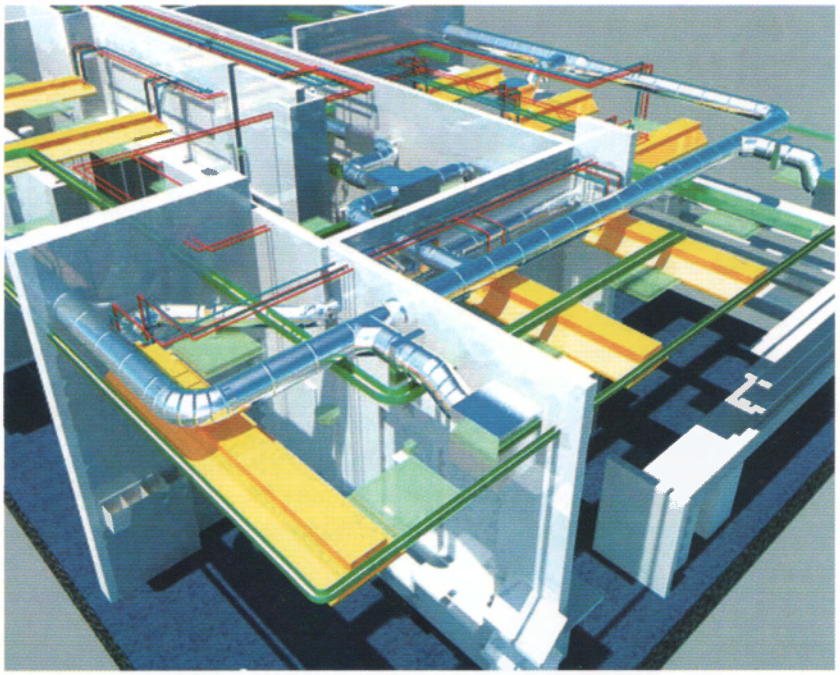


Рис. 2. Совмещение конструкций и инженерных сетей

- Трехмерная цифровая модель, выполненная в BIM, является единой и универсальной, в ней представлена вся информация об объекте строительства, необходимая для моделирования всех операций, которые присущи этому объекту в процессе его создания и функционирования.

Ниже представлена некоторая антиреклама. Цель ее не в том, чтобы опорочить BIM, а чтобы описать реальное состояние дел, указать на имеющиеся проблемы и, в частности, обратить внимание на нереалистичность двух упомянутых выше положений. Возможно, это несколько снизит славословие и послужит толчком к совершенствованию механизма BIM.

Но в первую очередь следует отметить несомненные достоинства BIM-технологии. Она хорошо приспособлена для решения проблем создания геометрического образа сооружения, анализа пространственного размещения всех конструкций, инженерных сетей и технологического оборудования, оснащается отличными инструментами визуализации обстановки и разрешения конфликтов взаимного расположения указанных структур (рис. 2). Именно в этой области распознаются возможные нестыковки технических решений, разрабатываемых специалистами различного профиля (архитекторы-планировщики, сантехники, электрики и т.д.) и ликвидируются ошибки, о чем обычно упоминают в рекламных текстах. Если добавить к этому возможность одновременной работы над объектом различных групп специалистов, то надо отдать должное – это очень заметное достижение.

Но так ли хорошо обстоят дела с другими проектными процессами и стадиями жизненного цикла строительного объекта? Попробуем ответить на этот вопрос.

Отдаленные этапы жизненного цикла?

Технология управления жизненным циклом объекта, аналогичная рекламируемой в BIM, появилась значительно раньше в машиностроении и под названием PLM (Project Lifecycle Management) широко используется, например, в кораблестроении или в аэрокосмической отрасли. При этом достигнутые с ее помощью результаты достаточно разрекламированы.

И здесь сразу же следует указать на два принципиальных отличия, присущих отрасли строительства, которые не всегда учитываются: несопоставимые сроки эксплуатации и абсолютно отличающаяся дисциплина эксплуатации. Если жизненный цикл самолета измеряется годами, то для строительных объектов он измеряется десятилетиями. И если авиационное конструкторское бюро отслеживает судьбу своего изделия хотя бы на так называемых головных образцах, то проектная организация не имеет доступа к эксплуатации созданного по ее замыслу сооружения. А технически грамотная служба эксплуатации является скорее исключением, чем правилом для строительных объектов.

Как можно говорить об указанной на рис. 1 стадии эксплуатации и ремонта, если это событие произойдет через 30–50 лет после проектирования. И к тому времени скорее всего устареют все наши сегодняшние технологии и методы работ. Да и возможность воспользоваться сегодняшней цифровой моделью через 50 лет достаточно сомнительна: вспомним, можем ли мы сегодня прочесть старые перфокарты и магнитные ленты, которые содержали информацию об объектах, проектировавшихся 40 лет назад.

Кроме того, вряд ли можно так далеко спрогнозировать параметры экономических расчетов, лежащие в основе принятия многих решений, такие, например, как процент дисконтирования, с помощью которого реализуется сопоставление разновременных затрат при рассмотрении энергоэффективности принимаемых проектных решений [8].

Наконец, решения должны приниматься на основе информации о накопленных дефектах и повреждениях. Как эта информация, часто имеющая огромный объём, будет представлена в цифровой модели, созданной в момент проектирования? Каков ее формат, какова привязка к первоначальной информации?

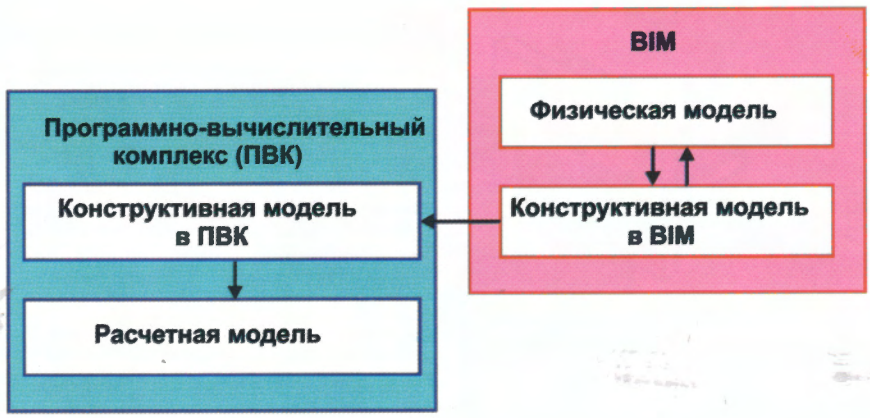


Рис. 3. Взаимодействие моделей строительного объекта

Эти и ряд других вопросов остаются без ответа. Следовательно, заявка на использование BIM в стадии эксплуатации и ремонта остается нереализуемой. И вряд ли справедливо утверждение из работы [4]: «Если мост спроектирован с использованием технологии BIM, то в любой момент вы можете подключить к его модели расчетную программу и опять же оперативно моделировать гипотетическую (или реально возникшую) ситуацию, для которой будете быстро получать все необходимые прочностные характеристики и возможные варианты поведения конструкций». Говорить о «любом времени» скорее всего не приходится, как и о сопровождении всего жизненного цикла [8].

Единая информационная модель?

Одной из основных и ответственных процедур процесса проектирования является расчетный анализ поведения конструкции под нагрузкой, составляющий основу для принятия большинства конструкторских решений. Для выполнения такого анализа необходимо формировать компьютерные модели, специально предназначенные для конкретных видов расчётных обоснований, и реализуемых в специальных программно-вычислительных комплексах СКАД [10], ЛИРА [11], MicroFe [12] и др.

Для целей проектного анализа конструкций используются три вида моделей:

- Физическая (архитектурная) модель, главным свойством которой является строгое соответствие формы элементов модели тому, что должно быть возведено в реальности.
- Конструктивная модель, состоящая из конструктивных элементов (колонны, балки, пластины, грунтовые массивы и т.д.) и специальных элементов (связи, жесткие вставки, шарниры и др.).
- Расчетная (как правило, конечно-элементная) модель, которая строится на базе конструктивной модели и передаётся непосредственно на расчет в специализированную программу анализа.

Связи между указанными моделями представлены на рис. 3.

Отметим, что конструктивная модель появляется на рисунке дважды. Конструктивная модель, интегрированная в состав BIM, полностью соответствует физической модели и, следовательно, отражает точную форму конструкции, что совершенно не нужно для расчета. Парадокс расчетного анализа состоит в том, что зачастую не следует отражать точную форму конструкции. Предназначение расчетной модели – абстракция от действительной конструкции с целью максимально просто смоделировать её механическую работу.

Если оценивать степень интеграции той или иной расчетной программы в технологическую цепочку BIM, то ключевым здесь является количество и качество информации, которое эта программа может взять из единой модели для создания расчетной схемы, а также возможность «обратной реакции» – автоматическое внесение по результатам расчетов изменений в единую модель здания.

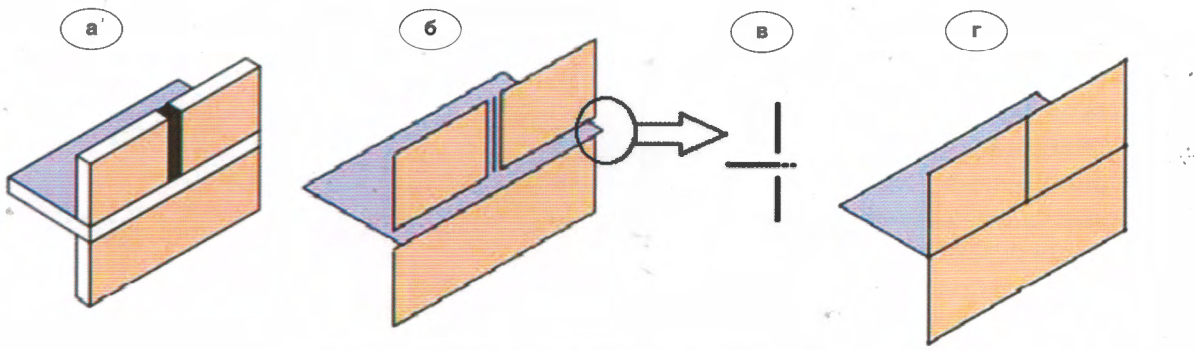


Рис. 4. Преобразование трехмерных объектов

Детальный анализ показывает, что почти во всех случаях необходимую информацию в принципе невозможно получить из базы данных BIM автоматически по целому ряду причин. Укажем только некоторые из них.

Первая – это проблемы, связанные с переходом от трехмерных объектов единой модели к двухмерным и одномерным объектам аналитической модели.

Например, при замене трехмерного представления стен и перекрытий (рис. 4, а) плоскостными элементами (рис. 4, б), представленными их срединными поверхностями, в местах примыкания элементов стен к плите образуются зазоры, равные половине толщины плиты. Аналогичный зазор наблюдается при примыкании колонны к плите и стены к колонне. Возникает необходимость в ликвидации зазоров, а также корректировке периметра перекрытий путем удаления участка, выступающего за линию контакта со стеной на половину толщины стены (рис. 4, в). Лишь после этих преобразований можно получить требуемое решение (рис. 4, г) [13].

Однако, это лишь одна из частей проблемы геометрических преобразований. Дело в том, что в расчетной схеме очень часто моделируется не геометрия конструктивного элемента, а его функция в создании картины напряженно-деформированного состояния. Типичным примером здесь может служить замена сваи на упругую пружину с эквивалентной жесткостью.

Мы не останавливаемся на целом ряде других «нарушающих геометрию» расчетных приемах, таких как создание бесконечно жестких переходов от колонны к плите перекрытия (рис. 5, а) или искусственное продолжение стержня в занимаемую пластиной область (рис. 5, б), необходимость в которых обоснована в работе [14].

Вообще, использование некоторых упрощений (в том числе геометрических), вводимых для удобства расчета и получения обозримых результатов, является классическим методом прочностного анализа, однако их «вставка» в BIM-модель часто оказывается трудоёмкой и неэффективной.

Все сказанное объясняет наличие конструктивных моделей и средства их создания в рамках ПВК, таких как ФОРУМ в комплексе СКАД или САПФИР в комплексе ЛИРА [9, 15–19].

В заключение этого раздела заметим, что в основе идеологии BIM есть положение, что использованная расчетная модель должна сохраняться с целью ее последующего использования, которое может возникнуть как на некоторых стадиях существования проекта (например, учета замечаний экспертизы), так и в более отдаленном будущем. При этом следует учитывать, что расчетных моделей может быть несколько (для сложных объектов многовариантное проектирование стало нормой), они используются для разных целей, и логика их применения также должна в какой-то форме сохраняться. Сегодня этот аспект работы с информацией четко не представлен в BIM-системах.

Следовательно тезис о единой и универсальной цифровой модели строительного объекта оказывается необоснованым с практической точки зрения.

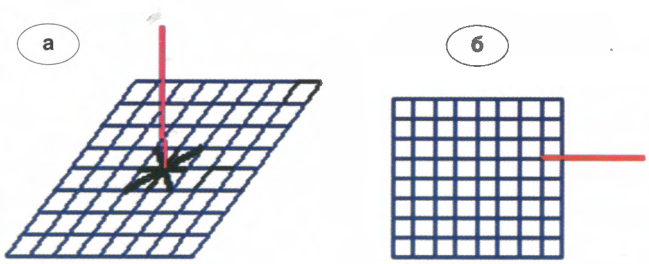


Рис. 5. Искусственные изменения геометрии

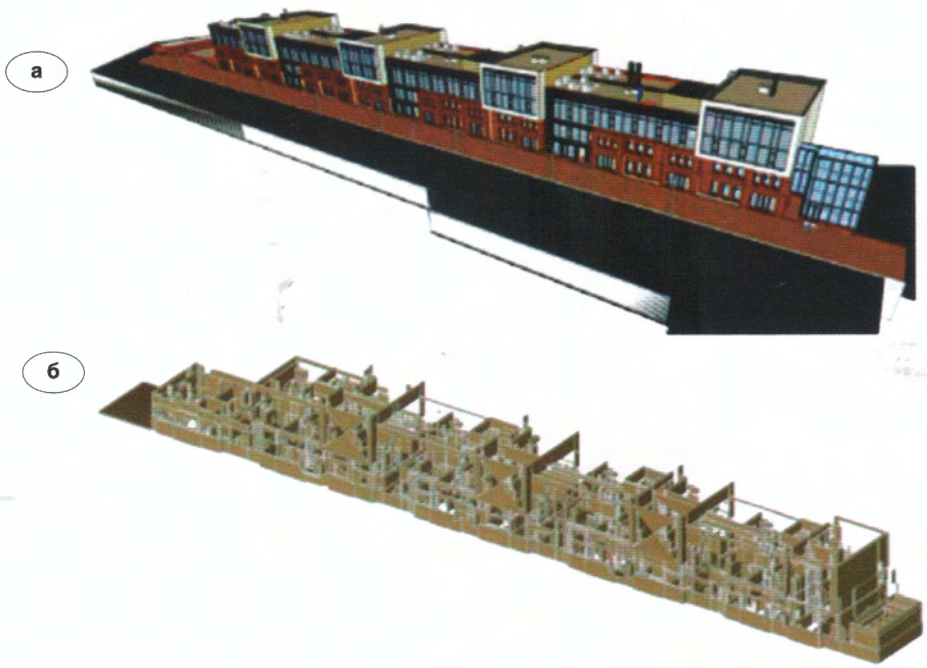


Рис. 6. Модель в Revit

Обратная связь.

Расчет не является самоцелью. В результате мы убеждаемся в надежности конструкции или же получаем информацию о необходимости корректировок. Информация о корректировке конструктивного решения должна попасть в информационную модель, при этом может возникнуть необходимость в изменении не только тех элементов, которые не прошли проверку прочности, но и других элементов, примыкающих к изменившейся детали. Автоматизировать этот процесс удается редко из-за сложности создания параметрических моделей узловых соединений. Только для относительно простых в конструктивном отношении объектов удается иметь параметрическое описание всех узловых соединений. За пределами таких описаний часто остаются многие детали (ребра жесткости, приторцованные поверхности и т.п.).

А если полагаться на ручное решение этой задачи, то следует помнить о случаях, когда геометрические нестыковки оказываются небольшими и распознать их на компьютерном изображении не удается. Это обстоятельство может породить ошибки в деталировочных чертежах.

Одна из организационных проблем.

Используемые в BIM моделирующие системы предоставляют пользователю различные средства для описания одних и тех же объектов. Колонны, балки, элементы ферм, связи и т.п. могут не идентифицироваться конкретными типами в архитектурной модели, а задаваться как некоторый абстрактный стержневой объект или даже как элемент плиты или стены соответствующих размеров.

Но иногда элемент «стена» используется для моделирования дверных полотен и декоративных перегородок, а элементами «перекрытие» моделируют ступени лестницы. «Похожесть геометрии» подменяет собой функциональное назначение, и не существует способов автоматического контроля такого рода ошибок.

В результате фильтрация конструктивных элементов приводит к появлению «конструктивной модели», не имеющей ничего общего с моделью несущих конструкций здания. В качестве примера показан объект, спроектированный в системе Revit (рис. 6, а). При его формировании для подавляющего числа элементов использованы классы «wall» и «proxy», что привело к невозможности ее применения для формирования конструктивной модели и как следствие расчетной схемы (рис. 6, б).

Ошибки такого рода свидетельствуют о том, что создание цифровой модели нельзя поручать узкому специалисту, будь то архитектор, инже-

нер-конструктор или кто-либо другой. Например, моделируя архитектурно-планировочное решение, когда в первую очередь отображаются геометрические свойства объекта, архитектор не всегда правильно указывает на конструктивные (функциональные) атрибуты той или иной части конструкции, которая содержится в таком понятии, как «стена» или «перекрытие». Не любая вертикальная пластина может бать названа стеной, как и не любая горизонтальная пластина – перекрытием.

Возникает проблема подготовки кадров соответствующей квалификации, не только IT-специалистов, умеющих работать в режиме BIM-моделирования, но и специалистов по информатике, обладающих достаточно широким инженерным кругозором. Неграмотный пользователь способен загубить любой программный продукт, поэтому во многих коллективах существует традиция привлечения расчетчика к созданию цифровой модели, начиная с нуля.

Краткие выводы.

Сказанное выше дает основания утверждать, что область расчетного анализа прочности и устойчивости проектируемой конструкции практически не охвачена BIM-технологией и фактически исключается из интегрированного процесса проектирования. Кроме того фактически не разработаны методы долгосрочного прогнозирования, что выводит из-под контроля BIM стадии ремонта, реконструкции и демонтажа.

Вместе с тем несомненны достоинства BIM на стадиях создания объемно-планировочных решений и их согласования специалистами разных профилей.

[1] *Вирцев М.Ю., Власова А.Ю.* BIM-технологии – принципиально новый подход в проектировании зданий и сооружений // Российское предпринимательство. – 2017. – Том 18. – № 23. – С. 3827-3836. doi: 10.18334/rp.18.23.38610

[2] *Дронов Д.С., Киметова Н.Р., Ткаченкова В.П.* Проблемы внедрения BIM – технологий в России// Синергия Наук, 2017. – № 10.

[3] *Рахматуллина Е.С.* BIM-моделирование как элемент современного строительства // Российское предпринимательство, 2017. – № 19. – doi: 10.18334/rp.18.19.38345.

[4] *Талапов В.В.* Введение в информационное моделирование зданий. – Саратов: Профобразование, 2017.

[5] *Петров К.С., Кузьмина В.А., Федорова К.В.* Проблемы внедрения программных комплексов на основе технологий информационного моделирования (BIM-технологии) // Инженерный вестник Дона, 2017, № 2 URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/N2y2017/4057

[6] *Білик А.С., Беляєв М.А.* BIM-моделювання. Огляд можливостей та перспективи в Україні // Промислове будівництвл та інженені споруди. – 2015. – № 2. – С. 9–15.

[7] *Травуш В.И.* Цифровые технологии в строительстве // Academia. Архитектура и строительство, 2018, №3 С. 100–117. DOI:https://doi.org/10.22337/2077-9038-2018-3-100-117.

[8] *Chung-Suk Cho, Don Chen, Sungkwon Woo.* Building information modeling (BIM) – based design of energy efficient buildings http://www.iaarc.org/publications/fulltext/S31-1.pdf

[9] *Барабаш М.С.* Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства – К.: «Сталь», 2014. – 301 с.

[10] *Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Фиалко С.Ю.* SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++ / – М.: Издательство «СКАД СОФТ» , 2020. – 1006 стр.

[11] *Городецкий Д. А., Барабаш М. С., Водопьянов Р. Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е.* ЛИРА-САПР 2013. Учебное пособие К: 2013 г. – 376 с.

[12] *Семенов В.А.* Программный комплекс прочностных расчетов конструкций MicroFe: опыт разработки, внедрения в практику проектирования и переподготовки специалистов // Открытое образование. – 2012. – № 6. – С. 88–96.

[13] *Sibenik G., Kovacic I., Petrinas V.* From Physical to Analytical Models: // Automated Geometry Interpretations, EG-ICE, 2020.

[14] *Перельмутер А.В., Сливкер В.И.* Расчетные модели сооружений и возможность их анализа (издание 4-е переработанное и дополненное) – М.: Изд-во СКАД СОФТ, Изд-во ДМК Пресс, Изд-во АСВ, 2020 – 736 с.

[15] *Кукушкин И.С.* Реализация двусторонней связи между программными комплексами Tekla Structures и SCAD Office v.21 // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – No9. – С. 57–59

[16] *Кукушкин И.С., Любимов И.Ю.* Пути автоматизации проектирования опорных конструкций под оборудование при использовании технологии связи: SMART 3D – TEKLA STRUCTURES – SCAD OFFICE // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2015. – № 3. – С. 126–132.

[17] *Семенов А.А., Кильдибаев Р.С.* Интеграция программных комплексов MIDAS GTS NX и SCAD 21.1 для решения междисциплинарных задач проектирования // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 5. – С. 72–75.

[18] *Барабаш М.С., Городецкий О.С.* Концепция интеграции систем автоматизированного проектирования с использованием технологи информационного моделирования // Нові технології в будівництві. – 2011. – №1(21). – С. 67–70.

[19] *Барабаш М.С., Бойченко В.В., Палиенко О.И.* Информационные технологии интеграции на основе программного комплекса САПФИР – К.: Издательство «Сталь», 2012. – 485 с.

Надійшла 19.03.2021 р.

УДК 621.791.052

МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ ЗВАРНИХ ТОНКОСТІННИХ ОБОЛОНКОВИХ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ (огляд літературних джерел)

Аналіз причин руйнувань тонкостінних посудин тиску, апаратів оболонкових конструкцій і трубопроводів свідчить, що найбільш слабкою ділянкою є зварні з'єднання, що відповідальні, як правило, за несну здатність усієї конструкції. Тому актуальними є дослідження технологічної і експлуатаційної надійності тонкостінних оболонкових конструкцій, особливо пов'язаних з методами розрахунку зварних тонкостінних оболонкових конструкцій на міцність з урахуванням реальних властивостей окремих зон зварних з'єднань і їх геометричних параметрів. Підвищення надійності, технологічності і економічності зварних тонкостінних оболонкових конструкцій потребує удосконалення методів їх розрахунку на міцність та несну здатність, а також впровадження сучасних форм конструкторсько-технологічного проєктування їх зварних з'єднань з урахуванням особливостей експлуатації в жорстких умовах навантаження.

The analysis of reasons of destructions of the thin-walled vessels of pressure, vehicles of thecal constructions and pipelines testifies that the most weak area are the weld-fabricated connections, that responsible, as a rule, for несну ability of all construction. Therefore actual are researches of technological and operating reliability of the thin-walled thecal constructions especially related to the methods of calculation the thin-walled thecal weldments on durability taking into account the real properties of separate zones of the weld-fabricated connections and them geometrical parameters. The increase of reliability, technologicalness and economy of the thin-walled thecal weldments needs the improvement of methods of their calculation on durability and несну ability, and also introduction of modern forms of the design-engineering planning them the weld-fabricated connections taking into account the features of exploitation drastic loading.

Ключові слова: несна здатність, тріщиностійкість, напруження, надійність, деформація

В.Д. Макаренко
професор Навчально-наукового інституту «Нафти і газу» Національного технічного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», д.т.н., професор

О.Т. Чернова
доцент Івано-Франківського національного технічного університету нафти і газу, к.т.н.

С.Ю. Максимов
зав. відділу «Фізико-механичні дослідження зварюваності конструкційних сталей» Інституту електрозварювання імені Є.О. Патона НАН України, д.т.н.

М.І. Мурашко
директор Чернігівського інституту ім. Героїв Крут, к.е.н.

Ю.В. Макаренко
бакалавр університету Манітоба (Канада)

І.О. Макаренко
Чернігівський інститут ім. Героїв Крут, канд. держ. упр.

Підвищення надійності конструкцій потребує удосконалення старих і розроблення нових методів їх розрахунку на міцність та несну здатність, а також впровадження прогресивних форм конструкторсько-технологічного проєктування. Особливої актуальності дані питання набули в останні роки в зв'язку з інтенсивним розвитком хімічної, нафтопереробної, суднобудівної та інших галузей народного господарства, що зумовило різке збільшення випуску апаратів, посудин і трубопроводів різних типів і розмірів, що працюють за умов високих тисків і знакозмінних навантажень у корозійно-агресивних середовищах. Експлуатація таких конструкцій характеризується великою ймовірністю їх руйнувань, що супроводжується значними економічними витратами і екологічними наслідками.

© Макаренко В.Д., Чернова О.Т., Максимов С.Ю., Мурашко М.І., Макаренко Ю.В., Макаренко І.О.

У теперішній час існує ціла низка розрахункових і експериментальних методик для оцінки несної здатності і опору крихкому руйнуванню зварних оболонкових конструкцій. В той же час цілий комплекс проблем, пов'язаних із забезпеченням надійності і працездатності оболонкових конструкцій за наявності в них неоднорідних зон зварних з'єднань, залишається практично невирішеним. Актуальність їх вирішення зростає в зв'язку з більш широким використанням при виготовленні оболонкових конструкцій високоміцних легованих сталей і сплавів, а також нових способів виконання зварних з'єднань з використанням прогресивних матеріалів.

Складність експериментальних і теоретичних досліджень пов'язана з впливом механічної неоднорідності на працездатність зварних з'єднань за різних умов навантаження, а тому багато авторів у своїх роботах обмежувались тільки дослідженнями листових або стрижневих конструкцій. Тобто практично відсутня необхідна розрахункова база для розроблення рекомендацій щодо раціонального конструкторсько-технологічного проєктування механічно неоднорідних з'єднань оболонкових конструкцій, оптимальної геометрії зварювального стику, матеріалу, відповідних режимів і технології зварювання, режимів гідрочи пневмоопресування при контрольно-здавальних випробуваннях та інше. Для вирішення даної проблеми необхідно, перш за все, вибрати оптимальні розрахункові методи, які дозволяють виконувати аналіз несної здатності зварних оболонкових конструкцій з урахуванням впливу найбільш значущих факторів.

Метою роботи є огляд історичних аспектів розроблення методів оцінювання несної здатності зварних тонкостінних оболонкових конструкцій, які експлуатуються в жорстких умовах навантаження.

Результати досліджень та їх аналіз. Відомо [1, 2, 3], що в основу розрахунку тонкостінних зварювальних оболонкових конструкцій покладена теорія тертя мембранних оболонок, напружений стан яких виражається рівнянням Лапласа

$$P=(\sigma_1/R_1+\sigma_2/R_2)/t, \qquad (1)$$

де P – внутрішній тиск; t – товщина стінки оболонки; R_1 й R_2 – відповідно головні радіуси кривизни оболонки в точці, яка характеризується напруженнями σ_1 і σ_2.

При цьому використовують спрощений розрахунок умови і припущення, що витікають з гіпотези тонкостінності оболонки [20]. Наприклад, нормальними напруженнями σ_3, що діють перпендикулярно до серединної поверхні оболонки, нехтують унаслідок їх малості в порівнянні з компонентами напруженого стану в стінці σ_1 і σ_2.

У сучасних умовах чинні нормативні документи для розрахунку на міцність тонкостінних оболонкових конструкцій базуються на підходах Лапласа. Так, розрахунок труб на міцність у бувшому СРСР регламентувався СНиП 2.05.06-85*. Відповідно до цього стандарту, міцність трубопроводів забезпечується товщиною стінки труби, яка визначається з нормативного значення тимчасового опору матеріалу, величини робочого тиску, діаметра труби, класу і категорії трубопроводу:

$$P_{\text{доп}}=2m_{\text{т}}tR_t^n/k_1k_nD_{\text{вн}}, \qquad (2)$$

де R_t^n – мінімальна міцність труби при розтягуванні; t, D – товщина і внутрішній діаметр труби; $m_{\text{т}}$ – коефіцієнт умови роботи трубопроводу, що залежить від його категорії; k_1 – коефіцієнт надійності по матеріалу (визначається термообробкою матеріалу труб); k_n – коефіцієнт надійності з призначення трубопроводу.

Відповідно до СНиП 2.05.06-85*, розрахунок на міцність магістральних трубопроводів виконується з урахуванням двовісності напруженого стану стінки труб через поправкові коефіцієнти, вибір яких не має достатнього наукового обґрунтування і базується на дослідних даних, отриманих у результаті експлуатації трубопроводів.

За кордоном, наприклад у Німеччині, розрахунок трубопроводів виконують відповідно до стандартів DIN 2470 і DIN 2413, а в США – за стандартом ANIB 31.8. Товщину стінки труб визначають виходячи з тих же основних параметрів, що і в країнах бувшого СРСР, але замість тимчасового опору в розрахунках використовують нормативні значення умовної межі плинності.

Розглянемо деякі методики розрахунку, які найбільш широко використовувались в інженерних проєктах,

$$P_{\max}=\sigma_{\text{в}}t/R \quad [6]; \qquad (3)$$

$$P_{\max}=\beta(\sigma_{\text{в}}t/R) \quad [4]; \qquad (4)$$

$$\beta=2/\sqrt{3}\,e^{s(1-\sqrt{3})}\,[(m+1)/(m+1/\sqrt{3})^{(1+m\sqrt{3})}] \quad [4]; \qquad (5)$$

$$P_{\max}=2/3^{(m+1)/R}(\sigma_{\text{в}}t/R) \quad [5]; \qquad (6)$$

$$P_{\max}=\sigma_{\text{в}}(0{,}25/s+0{,}227)(e/s)^s(2t/D+t) \quad [7], \qquad (7)$$

де P_{max} – розрахунковий руйнівний тиск; t , R – товщина стінки і радіус труби; m – показник зміцнення матеріалу труби; s – дійсне рівномірне здовження; $D = 2R$ – внутрішній діаметр труби; e – основа натурального логарифма.

Приведена першою котельна формула (3), яка базується на рівнянні Лапласа (1), найбільш розповсюджена на практиці і складає основу для приведених нижче варіантів розрахунку тонкостінних оболонок (4–6). Різниця підходів, на основі яких запропонована формула (4), полягає в більш чіткому обгрунтуванні і виборі моменту, який несе відповідальність за досягнення граничного стану розглянутих оболонок. Специфікою навантаження даних конструкцій є те, що момент досягнення максимальної величини тиску P_{max} , що діє на оболонку, який приймається за момент вичерпання її несної дієздатності, не відповідає граничним значенням, що діють у стінці оболонки головних напружень σ_1 і σ_2. Зокрема, було встановлено, що граничний стан тонкостінних оболонок відповідає стадії втрати стійкості їх пластичних деформацій, а момент вичерпання несної дієздатності визначається деформаційною здатністю металу і його спроможністю зміцнюватися в процесі навантаження за межею плинності. Останнє враховується введенням до котельної формули (3) коефіцієнта β, який характеризує специфіку деформування конструкції на стадії втрати пластичної стійкості і визначається безпосередньо з аналізу граничного стану оболонкових конструкцій (див. формулу 4). Аналогічні підходи були використані при розробленні розрахункових методик (див. формули 5–6), коректуючи в кінцевому рахунку котельну формулу (3) шляхом введення відповідних поправкових функцій, які виражають специфіку роботи матеріалу оболонкових конструкцій, навантажених внутрішнім тиском.

Базуючись на приведених вище закономірностях, у роботі [3] були отримані розрахункові залежності для оцінки величини максимального тиску і руйнівного напруження в стінці для двох типів оболонкових конструкцій:

- циліндричний ($n = \sigma_2 / \sigma_1 = 0{,}5$)

$$P_{max} = \sigma_{1p}\, t/R\,, \quad \sigma_{1p} = 2/(\sqrt{3})^{(m+1)}\sigma_в\,; \qquad (8)$$

- сферичний ($n = \sigma_2 / \sigma_1 = 1$)

$$P_{max} = \sigma_{1p}\, t/R\,, \quad \sigma_{1p} = (2/3)^m \sigma_в\,, \qquad (9)$$

де m – показник ступеня деформаційного зміцнення матеріалу оболонки.

Слід зазначити, що перераховані розрахункові методики (3–8) мають поодинокий характер і не можуть бути розповсюджені на загальний випадок навантаження оболонкових конструкцій, при якому значення показника двовісності напруженого стану в стінці оболонки змінюється в широких межах ($0 \le n \le \infty$).

У зв'язку з цим, неабиякий інтерес мають дослідження щодо аналізу міцності зварювальних з'єднань при двовісному напруженні. Зокрема, в [3] запропонований метод оцінки механічних властивостей зварювальних з'єднань тонкостінних посудин, що працюють під тиском, шляхом гідростатичного вигину плоских зразків і циліндричних оболонок, закріплених по контуру. Потрібне відношення компонент напруженого стану $n = \sigma_2 / \sigma_1$ у дослідних зразках досягалося вибором відповідного контуру отворів у матриці установки. При випробуванні вигином зразки розташовувались таким чином, щоб шов був симетричним відносно кромки отвору. Міцність зварювального з'єднання за запропонованою методикою оцінювалась, крім того, за величиною напружень в основному металі в момент руйнування з'єднання.

У деяких роботах (наприклад, [8]) для оцінювання властивостей зварювальних з'єднань в умовах двовісного навантаження використовуються порівняння результатів випробувань зразків на гідростатичний вигин і посудин на внутрішній тиск. При цьому відмічалось, що навіть при подібності напруженого стану в розглянутих об'єктах спостерігається різниця в моменті початку процесу втрати пластичної стійкості зразків посудин. Цей стан пояснюється тим, що процес вигину зразків зумовлює локалізацію деформацій у зеніті вигину, яка сприяє протіканню процесу втрати несної здатності конструкцій при великих значеннях напружень.

Значний інтерес представляють дослідження [9–11] і теоретичні підходи [7, 11, 12], в яких описується вплив двовісного навантаження стінки оболонкових конструкцій на їх граничний стан. Так, наприклад, у роботі [1], виходячи з аналізу втрати пластичної стійкості тонкостінної оболонки циліндричної форми, навантаженої внутрішнім тиском і осьовою розтягувальною силою, встановлені загальні закономірності процесу деформування оболонки і досягнення граничного стану. При цьому величина граничного тиску, яка відповідає стадії втрати пластичної стійкості оболонки, визначається за формулою

$$P_{max} = \frac{e^{-n/3(n+1)}}{(n^2 - n + 1)^{1-n/2}(1 - 0{,}5n)^m(\sigma_в t/R)}, \quad (10)$$

де $n = \sigma_2 / \sigma_1$; m – показник ступеня деформаційного зміцнення матеріалу оболонки.

Наведені вище розрахункові методики можна використовувати для аналізу несної здатності оболонкових конструкцій, виконаних однорідними зварювальними з'єднаннями. Вони не дозволяють врахувати механічну неоднорідність зварювальних з'єднань оболонкових конструкцій, які часто зустрічаються на практиці, що значно звужує область їх застосування. Оцінка ж міцності розглянутих оболонкових конструкцій з механічними неоднорідними з'єднаннями, здійснена за даними методиками розрахунку, виходячи зі значень властивостей найбільш слабкого ланцюга (тобто, м'якого прошарку), є значно заниженою. Про це, зокрема, свідчать результати досліджень міцності оболонок тиску, ослаблених м'якими прошарками [14, 15] та ін., які показують, що через контактне зміцнення м'яких ділянок значно зростає несна здатність конструкцій. Це дозволяє по-новому підійти до вирішення проблеми підвищення роботоздатності зварювальних з'єднань оболонкових конструкцій. Найбільш інтересні експериментальні результати, отримані при випробуванні труб 114×41 мм із сталей 15Г2СФ і 15Г2СФР із знеміцненими ділянками в навколошовній зоні і зварних посудин 1234×1155 мм із низько- і середньолегованих сталей з кільцевими м'якими швами, що підтверджують неоднозначність механічної поведінки м'яких прошарків у зв'язку з проявленням ефекту їх контактного зміцнення і виявленим взаємозв'язком параметрів граничного стану усієї конструкції з геометричними, механічними і деформаційними характеристиками зварних з'єднань.

Аналіз робіт [8, 13–15] показує, що несна здатність тонкостінних оболонкових конструкцій, ослаблених м'якими прошарками, визначається відношеннями типу (3)–(4) при заміні в них $\sigma_в$ чи $\beta\sigma_в$ ($\sigma_в$ – гранична міцність матеріалу оболонки) на деяку величину $\sigma_{ср}$, яка характеризує величину рівня граничних напружень у стінці оболонки, прикладених у напрямку поперек прошарку, і відповідає моменту втрати пластичної стійкості розглянутих конструкцій:

$$P_{max} = \sigma_{ср} t / R, \quad (11)$$

де $\sigma_{ср} = \beta\sigma_в^м f(K_в, n, K, c_i)$.

Тут β – параметр, який характеризує момент втрати пластичної стійкості оболонки, ослабленої м'яким прошарком; $\sigma_в^м$ – тимчасовий опір металу м'якого прошарку; $f(c_i, n)$ – деякий функціонал, що визначає ступінь контактного зміцнення м'якого прошарку, що працює в складі оболонкової конструкції, в залежності від конструктивно-геометричних параметрів c_i (наприклад, $K_в = \sigma_в^{ом} / \sigma_в^м$, $k = h/t$ і т.п., де $\sigma_в^{ом}$ – тимчасовий опір основного металу) і схеми навантаження (параметра двовісності $n = \sigma_2 / \sigma_1$). Виходячи з цих позицій, основну увагу при оцінюванні несної здатності тонкостінних оболонкових конструкцій, як правило, приділяли дослідженню впливу конструктивно-геометричних параметрів механічно неоднорідних з'єднань на їх статичну міцність [16]. При цьому аналіз базувався на основних закономірностях механічної поведінки неоднорідних з'єднань, встановлених раніше для листових чи стрижневих конструкцій. Для розглянутих конструкцій у процесі їх статичного навантаження характерним є контактне зміцнення найбільш слабкого ланцюга – м'якого прошарку, при цьому його роль значно зростає зі зменшенням відносної товщини прошарку k, що призводить до підвищення міцності і зниження пластичності з'єднань, і в діапазоні відносно малих величин k несна здатність з'єднань практично знаходиться на рівні міцності більш твердого металу. При розмірах м'яких прошарків більше товщини з'єднаних елементів ($k < 1$) майже відсутнє контактне зміцнення м'якого металу і статична міцність з'єднань, ослаблених м'якими прошарками, визначається механічними характеристиками металу (наприклад, $\beta\sigma_в^м$).

Крім розрахункових методик оцінки механічних властивостей зварних з'єднань, ослаблених м'якими прошарками, розроблена ціла низка підходів і одержані розрахункові залежності для визначення відносного видовження, відносного звуження і енергоємності розглянутих з'єднань [17–19].

Таким чином, існуючі розрахункові залежності дають змогу оцінити значний комплекс механічних властивостей неоднорідних зварних з'єднань.

Приведені розрахункові методики можна використовувати для аналізу роботоздатності зварних з'єднань оболонкових конструкцій тільки для поодиноких випадків (наприклад, при

розрахунку на міцність лінійної частини тонкостінних циліндричних оболонок, навантажених внутрішнім тиском). Це пов'язано з тим, що вони, з одного боку, не враховують специфіку пружнопластичного деформування оболонкових конструкцій на стадіях, які випереджають їх граничний стан, а, з іншого боку, вид напруженого стану в стінці оболонок, який визначається схемою їх силового навантаження і геометричною формою. Крім того, зазначені залежності і закладені в їх основу підходи до оцінювання впливу механічної неоднорідності на міцність зварних з'єднань практично непридатні (через їх великий ступінь наближеності) для аналізу роботоздатності тонкостінних оболонкових конструкцій, так як не враховують нерівномірність поля напружень у стінці оболонки і, таким чином, особливості контактного зміцнення м'яких прошарків за даних умов. Усе це свідчить про актуальність проблеми вивчення несної здатності механічно неоднорідних з'єднань оболонкових конструкцій.

Важливим етапом на стадії проєктування і виготовлення таких конструкцій є вибір оптимальних параметрів їх зварних з'єднань. Слід зазначити, що створення раціональних зварних конструкцій є комплексним завданням, вирішення якого дасть можливість забезпечити оптимальність конструкції з позиції її міцності та технологічності.

Висновок.

Подальше удосконалення методів розрахунку зварних тонкостінних оболонкових конструкцій на міцність та несну здатність, а також впровадження сучасних підходів до конструкторсько-технологічного проєктування зварних з'єднань цих конструкцій з урахуванням особливостей експлуатації в жорстких умовах навантаження сприятиме підвищенню їх надійності, технологічності та економічності.

[1] *Лизин В.Т., Пяткин В.А.* Проектирование тонкостенных конструкций. – М.: Машиностроение, 1985.

[2] Прочность устойчивость колебания. Справочник. – М.: Машиностроение, 1968.

[3] *Куркин С.А.* Прочность сварных тонкостенных сосудов, работающих под давлением. – М.: Машиностроение, 1976.

[4] *Моношков А.Н., Пыхов С.И., Пустин И.А.* Пластическая устойчивость и ее роль в оценке прочности труб. – М.: Металлургия, 1972. – С. 77–81.

[5] *Щеглов Б.А.* Оценка механических свойств листовых металлов при гидравлических испытаниях. – М.: Металлургия, 1965. – С. 24–29.

[6] ГОСТ 3845-65. Трубы. Методы испытания гидравлическим давлением. – М.: Изд-во стандартов, 1969.

[7] *Ройер Р.* Влияние показателя деформационного упрочнения и концентрации напряжений на характер разрыва сосудов давления: Тр. амер. об-ва инженеров-механиков. 96. Сер. Д, 1974, С. 82–87.

[8] *Зайнуллин Р.С., Бакиев А.В.* Прочность сварных соединений с разупрочненными участками при двухосном растяжении. Сварочное производство, 1973, С. 35–36.

[9] *Ковальчук Г.И.* К вопросу о потере устойчивости пластического деформирования оболочек. // Проблемы прочности, 1983. – С. 11–16.

[10] *Островский А.А.* К экспериментальному обоснованию критерия потери устойчивости пластического деформирования тонкостенных элементов. // Проблемы прочности, 1981. – С. 57–58.

[11] *Чечин Э.В.* Резервы снижения металлоемкости сварных сосудов, работающих при температурах 293К и 77К. // Автоматическая сварка, 1985. – С. 6–12.

[12] *Колдинз Дж.* Повреждение материалов в конструкциях: Пер с англ. – М.: «Мир», 1984.

[13] *Бакши О.А., Богомолова А.С.* Работоспособность сварных цилиндрических труб с поперечной мягкой прослойкой при осевом растяжении. // Сварочное производство, 1969. – С. 3–4.

[14] *Бакши О.А., Богомолова А.С.* Прочность механических неоднородных сварных соединений при двухосном растяжении. // Сварочное производство, 1971. – С. 3–6.

[15] *Нетребский М.А.* О прочности кольцевых швов сосудов высокого давления. – К.: Наукова думка, 1984. – С. 354–359.

[16] *Шахматов М.В., Ерофеев В.В., Лупин В.А.* и др. Несущая способность механически неоднородных сварных соединений износостойких труб. // Проблемы прочности, 1985. – С. 33–36.

[17] *Бакши О.А.* Деформационная способность (пластичность) сварных стыковых соединений и пути ее регулирования. Тр. Челябинского политехн. ин-та, 1968. – С. 3–14.

[18] *Кульневич Т.В.* Расчет относительного сужения мягкой прослойки при растяжении. Тр. Челябинского политехн. ин-та, 1979. С. 34–35.

[19] *Кульневич Т.В., Кульневич Б.Г.* Расчет энергоемкости сварных соединений при растяжении. Тр. Челябинского политехн. ин-та, 1974. – С. 30–36.

[20] *Беляев Н.М.* Сопротивление материалов. – М.: Наука, 1987.

[21] *Makarenko V.D., Muravjev K.A.,Kalyanov A.I.* (2006) Special features of manual ars weldinq of root joints in nonrotatinq welds in pipelines in Westem Siberia.Weldinq International.10 (5). 64–71.

[22] *Makarenko V.D., Shatilo S.P.,Astafev V.I.* (1998). Methods of increasing the corrosion resistance of oil pipelines. Welding International. 12. 34–39.

[23] *Makarenko V.D., Shatilo S.P.* (1999) Increasing desulphurisation of the metal of welded joints in oil pipelines. Welding International. 12. 56–61.

[24] *Makarenko V.D., Beljaev V.A., Protasov V.N., Shatilo S.P.* (2000) Mathematical model of the mechanism of resistance of welded joints in oil and gas pipelines to static hydrogen fatigue. Welding International. 4. 83–88.

Надійшла 16.11.2020 р.

ЩОДО ОБСТЕЖЕННЯ ЕСТАКАДИ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗИ АВТОДОРОЖНЬОГО ПЕРЕХОДУ ПО ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУДАХ ДНІПРОВСЬКОЇ ГЕС

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

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

У даний час основною транспортною артерією, що забезпечує зв'язок між правим та лівим берегами ріки Дніпро у місті Запоріжжі, є автодорожній перехід, який проходить через гідротехнічні споруди Дніпровської ГЕС (рис. 1). До складу зазначеного переходу загальною довжиною 1585,82 м входять наступні споруди: естакада над шлюзами завдовжки 352,00 м, естакада спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м, автопроїзд по греблі завдовжки 666,00 м (складається з прогонових будов, виконаних у 1977 р. і 1932 р.), міст через аванкамеру завдовжки 319,76 м і земляна вставка завдовжки 136,57 м.

Стислий опис існуючих конструкцій естакади через шлюзи. Естакада являє собою криволінійну в плані, просторово працюючу, нерозрізну шестипрогонову раму за подовжньою схемою: 2×56 + 2×64 + 2×56 = 352 м із гнучкими проміжними стійками опор і масивними береговими стоянами (рис. 2–4). Ригель рами складається з криволінійної у плані головної балки замкненого коробчастого трапецеїдального перерізу та сталевої ортотропної плити проїзної частини. Причому кривина прогонової будови в плані створена за рахунок вписування монтажних блоків, що мають довжину 12,0 м – 12,5 м по хордах зі стикуванням на монтажі під кутом. Проміжні стійки опор металеві, жорстко защемлені в головній балці та фундаментах. Всі металоконструкції

Рис. 1. Автодорожній перехід по спорудах греблі ДніпроГЕС

естакади виконані суцільнозварними. Матеріал конструкцій прогонової будови та стійок проміжних опор – низьколегована сталь марки 09Г2С [1].

Крайні опори – масивні залізобетонні стояни. Прогонова будова вирішена в плані як горизонтальна двошарнірна арка, яка шарнірно закріплена до стоянів і підтримується по вертикалі гнучкими проміжними стійками. При цьому, всі горизонтальні зусилля та крутні моменти, які виникають при ексцентричному розташуванні тимчасового навантаження, а також викликані кривиною споруди в плані, передаються на стояни та сприймаються шарнірно закріпленими кінцями прогонової будови та широко рознесеними опорними частинами.

Траса естакади, прокладена по кривій радіусом 200 м, перетинає низку автодоріг та шлюзи. Габарит проїзду прийнято виходячи з умови пропуску чотирьох смуг автомобільного руху зі швидкістю 60 км/год і з урахуванням розширення на кривій й тунельного ефекту, що створюється двома смугами бар'єрної огорожі, а його величина складає В = 14 + 4×0,35 + 2×0,50 = 16,4 м; при цьому ширина проїзду дорівнює 15,4 м. Ширина тротуарів визначена з умови пропуску трьох смуг пішохідного руху – 3×0,75 = 2,25 м. Підмостові габарити прийняті виходячи з умови мінімального піднесення низу прогонової будови над пересіченими автодорогами не менш ніж 4,5 м та над горизонтом високого судноплавства пересічених шлюзів – не менше 13,0 м.

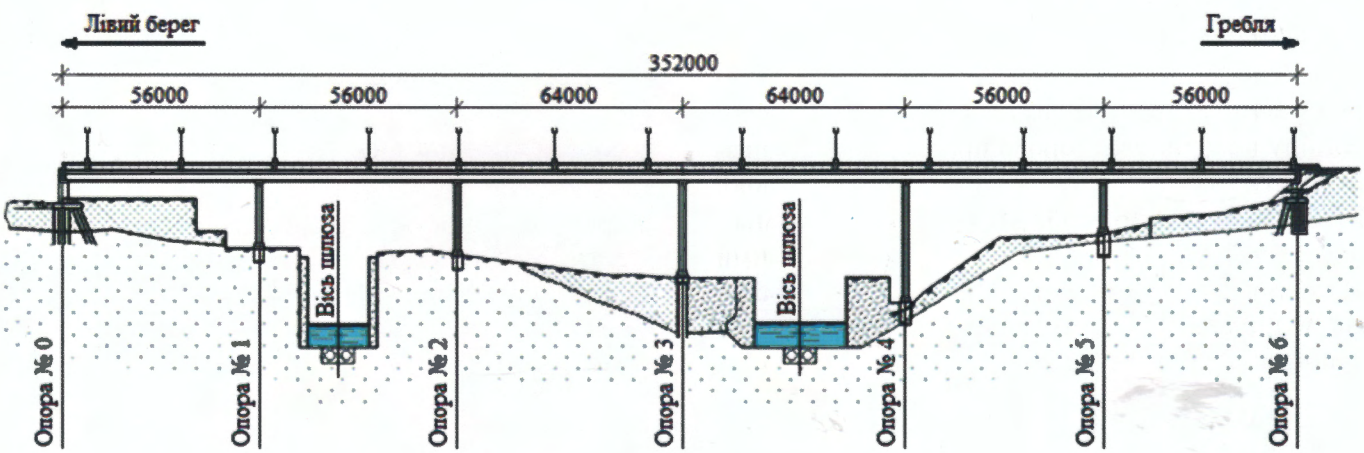


Рис. 2. Фасад естакади через шлюзи

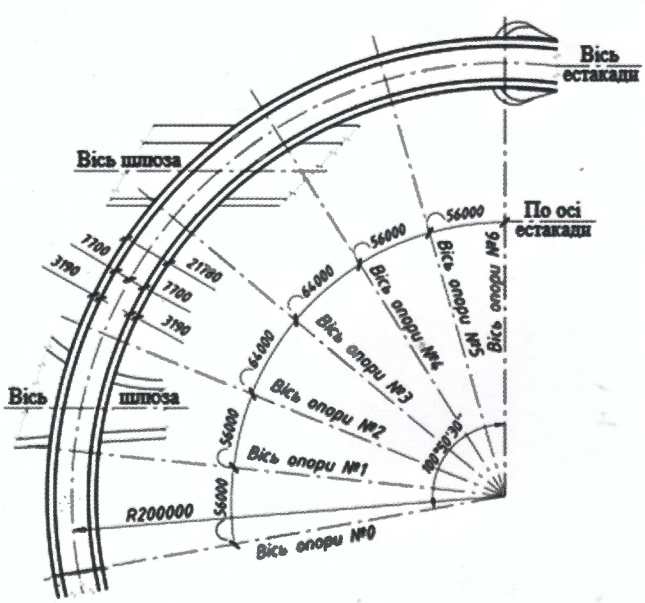


Рис. 3. План естакади через шлюзи

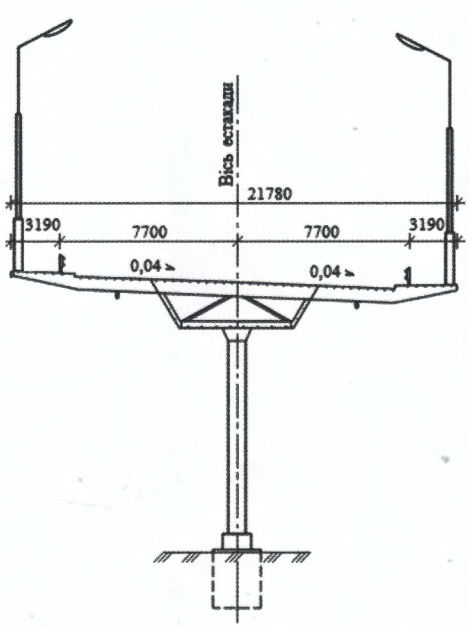


Рис. 4. Поперечний переріз естакади через шлюзи

Проєкт естакади розроблено у відповідності з чинними на той час вимогами та конструктивними вказівками технічних умов на проєктування автодорожніх та міських мостів [2, 3]. При цьому враховувались наступні тимчасові навантаження – автомобільне Н-30 та спеціальні НК-80 і НГ-60.

Ортотропна плита проїзної частини складається зі сталевого настилу завтовшки 12 мм, поздовжніх ребер 200×12 мм із кроком 400 мм у межах проїзної частини й 500 мм у межах тротуарів та поперечних балок із кроком 2000 мм. Причому в ортотропній плиті перетин поздовжніх балок із поперечними здійснено без приварювання їх до стінок балок, із пропусканням у вирізи стінок. Зазначимо, що застосоване рішення дало змогу не тільки знизити концентрацію напружень та покращити умови роботи плити на циклічне тимчасове навантаження, а й створило можливість для застосування автоматичного зварювання при виготовленні плити на заводі.

Також привернемо увагу до того, що монтажні стики ортотропної плити проїзної частини були прийняті згідно з авторським свідоцтвом № 431279 за заявкою ДПІ «Укрпроектсталь-конструкція» (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») [4]. В цьому свідоцтві було запропоновано не доводити ребра до стику плити, а заміняти їх потовщенням листа настилу до 20 мм із метою компенсації перерізу, що дозволило на монтажі стикувати автоматичним зварюванням тільки листи настилу. В результаті монтаж конструкції був не тільки значно спрощений сам по собі, а особливо з урахуванням кривини прогонової будови в плані та зварювання її з блоків, розташованих по хордах.

Головні балки та ортотропна плита складались на монтажі з плоских однотипних елементів, причому поперечна жорсткість прогонової будови та незмінність поперечного перерізу головної балки забезпечувались в'язями всередині коробки та суцільними діафрагмами в місцях спряження з колонами проміжних опор і в кінцях прогонової будови.

Проміжні опори являють собою одиночні металеві колони прямокутного перерізу 800×2000 мм. Бази колон забезпечують защемлення останніх за допомогою анкерних болтів та цементної підливки. Поблизу спряження з головною балкою колони мають розтрубне розширення у вигляді пілястр 2000×2000 мм для сприйняття зусиль защемлення у вузлі примикання до прогонової будови.

Покриття проїзної частини завтовшки 35 мм було прийнято у вигляді асфальтобетону зменшеної товщини з додаванням епоксидної смоли, причому воно також одночасно слугувало ізоляцією плити проїзної частини. Бар'єрна огорожа складена сталевими балками з гнутих профілів, які обпираються на металеві стійки з кроком 4,0 м. Перила прийняті полегшеного типу із заповненням зі сталевих смуг та тятивою з гнутих профілів. Перила кріпились на монтажі до ортотропної плити. Водовідведення з естакади передбачено поперечним стоком води до зливоприймальних отворів у бордюрах.

Задля огляду прогонової будови та опор у період експлуатації та можливості пофарбування були передбачені два оглядових візка праворуч та ліворуч від поздовжньої осі естакади, які переміщуються по монорейках, закріплених до поперечних балок.

Результати обстеження конструкцій естакади через шлюзи. За результатами проведеного у серпні–вересні 2020 р. обстеження споруди були виявлені наступні дефекти.

Прогонова будова. До основних дефектів коробки головної балки можна віднести наступне: загальна нерівномірна корозія металу кромки ортотропної плити низової сторони близько 50 % перерізу (рис. 5), корозійні руйнування стінок окремих поперечних балок (рис. 6), поверхнева корозія стінки та ребер коробки головної балки біля крайніх опор естакади (рис. 7) і засміченість у коробці біля крайніх опор № 0 та № 6 (рис. 8).

Серед дефектів *металевих колон проміжних опор* варто виділити такі, як поверхнева корозія верхівок усіх колон (рис. 9) та ймовірна виразкова корозія стінок колон за результатами вибіркової товщинометрії, яка в окремих місцях досягає більше 50 % їх товщини.

Основними дефектами *опорних частин* є руйнування окремих анкерних болтів та еластичного ущільнювача опорних частин на опорі № 0 (рис. 10), поверхнева корозія елементів окремих опорних частин (у першу чергу на опорі № 0) через відсутність протикорозійного захисту, відсутність або пошкодження захисних кожухів усіх опорних частин.

При обстеженні *мостового полотна* встановлено наступне:

- перильна огорожа має ушкодження лакофарбового покриття, а також відсутність окремих елементів заповнення та деформовані поручні;

Рис. 5. Корозія металу кромки ортотропної плити

Рис. 6. Корозійні руйнування стінок окремих поперечних балок

Рис. 7. Поверхнева корозія стінки та ребер коробки головної балки біля крайніх опор естакади

Рис. 8. Засміченість у коробці головної балки

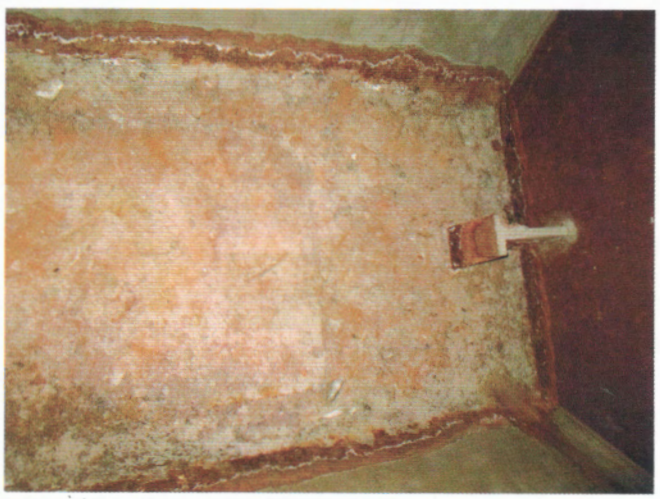


Рис. 9. Поверхнева корозія верхівки колони. Протикорозійний захист зруйновано

Рис. 10. Руйнування анкерних болтів, захисного кожуха та еластичного ущільнювача. Корозія елементів опорної частини

- бар'єрна огорожа подекуди має деформації та тріщини консолей-амортизаторів, деформації окремих стояків огорожі (рис. 11);

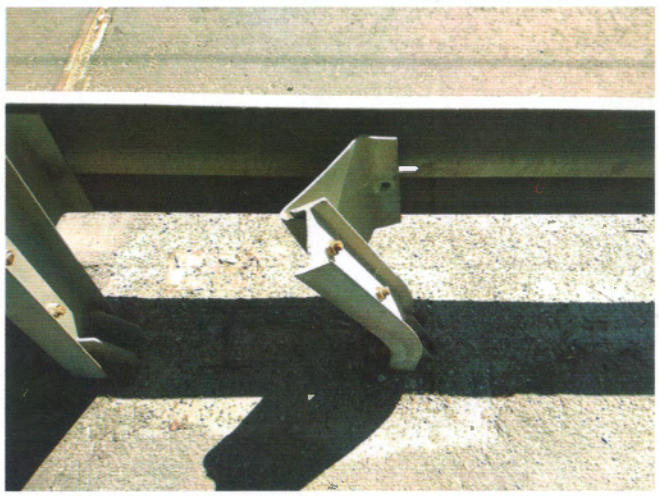


Рис. 11. Деформація стояка бар'єрної огорожі

Рис. 12. Корозія ліхтарної щогли

Рис. 13. Короб комунікацій зруйнований. Бруд та сміття всередині короба

- тротуарне покриття вздовж усіх перил неякісне або взагалі відсутнє, засміченість тротуару, технологічні вирізи в тротуарі закриті просічно-витяжним настилом, що призводить до протікання води на нижче розташовані металоконструкції естакади і, як наслідок, сприяє корозії несних елементів прогонової будови;
- ліхтарні щогли подекуди мають нахил у бік тротуару та проїзної частини, а через відсутність протикорозійного захисту біля тротуарного покриття в окремих місцях спостерігаються корозійні процеси металу щогли (рис. 12);
- деформаційні шви місцями потребують очищення від сміття.

Кріплення комунікацій теж мають дефекти – поблизу опори № 0 короб комунікацій зруйнований, наявні бруд та сміття всередині короба (рис. 13); подекуди труба газопроводу не спирається на опорні конструкції.

Опора № 0 має наступні дефекти: внаслідок руйнування відсутнє облицювання залізобетонної поверхні опори № 0; наявне вивалювання плит облицювання, що ускладнює доступ для підіймання на проїзну частину, а також деформовані перила оглядового майданчика, є засміченість стояна (рис. 14).

Оглядові пристосування. За результатами обстеження виявлено, що оглядові пересувні візки перебувають у задовільному стані. Монорельси

Рис. 14. Обвал облицювання на оглядову частину стояна, що призвів до деформації перил й ускладнив доступ до драбини

мають незначну поверхневу корозію. Виявлено нестачу двох ланцюгів приводу пересувного механізму на візку з низової сторони естакади.

В цілому, за результатами обстеження та виконаних розрахунків відповідно до [5] основні елементи моста віднесено до наступних експлуатаційних станів: прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); металеві колони проміжних опор – стан 5 (непрацездатний); опорні частини – стан 5 (непрацездатний); опора № 0 – стан 4 (обмежено працездатний); перильна огорожа – стан 3 (працездатний); бар'єрна огорожа – стан 3 (працездатний); стовпи освітлення – стан 3 (працездатний); асфальтобетонне покриття проїзної частини – стан 2 (обмежено справний); асфальтобетонне покриття тротуарів – стан 4 (обмежено працездатний); система водовідведення – стан 4 (обмежено працездатний); деформаційні шви – стан 2 (обмежено справний); пересувні візки – стан 3 (працездатний). Таким чином, за рейтингом основних конструктивних елементів автопроїзд у цілому перебуває у стані 5 – непрацездатний.

А додатково наголосимо на тому, що найбільш загрозливим серед перелічених дефектів наразі є ослаблення перерізів металевих колон проміжних опор. З огляду на те, що зазначені колони є несними конструкціями естакади, даний дефект вкрай негативно впливає на несну здатність та безпеку експлуатації споруди в цілому.

Виходячи з викладеного вище та задля подальшої безпечної експлуатації естакади і недопущення аварій, необхідно невідкладно вжити відповідних відновлювальних заходів. І в першу чергу необхідно достеменно встановити характер (виразкова корозія, розшарування металу або інше) та причини ослаблення перерізів колон шляхом влаштування доступу всередину колон (наразі доступ відсутній) та огляду конструкцій всередині колон із виконанням їх детальної товщинометрії. На другому ж етапі, з урахуванням отриманих даних, необхідно виконати підсилення колон. Причому до завершення ремонтних робіт із підсилення колон необхідно зменшити навантаження від автотранспорту, обмежившись пропуском легкових автомобілів вагою до 3 т, а громадський транспорт (автобуси, тролейбуси) максимальною вагою до 17 т слід пропускати одиночними екіпажами лише по двох середніх смугах руху.

І, нарешті, третій етап (після вирішення проблем із проміжними колонами) передбачає виконання наступних ремонтних робіт: підсилення кромки ортотропної плити, ослаблених стінок поперечних балок та опорної діафрагми на опорі № 0; заміну опорної частини на опорі № 0, тротуарного покриття та зруйнованих корозією коробів комунікацій біля опори № 0; відновлення зруйнованого облицювання опори № 0.

Усі ж інші виявлені дефекти, хоча поки що є не такими аварійно небезпечними, проте теж вимагають усунення в найближчому майбутньому, бо з часом вони також можуть призвести до аварійно небезпечної ситуації.

А наприкінці статті вкажемо на те, що результати виконаного обстеження в котрий раз підтвердили давно відому істину, що довготривала відсутність належного експлуатаційного утримання мостових споруд у кінцевому результаті призводить до важких наслідків та є причиною появи аварійно небезпечних ситуацій, ліквідація яких потребує значних фінансових витрат.

[1] ГОСТ 5058-65* Сталь низколегированная конструкционная. Марки и общие технические требования. – Москва: ГК стандартов Совета Министров СССР, 1967. – 10 с.

[2] СН 200-62 Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. – Москва: Госстрой СССР, 1962. – 328 с.

[3] СНиП II-Д.7-62 Мосты и трубы. Нормы проектирования. – Москва: Госстрой СССР, 1963. – 70 с.

[4] *Киреенко В.И.* (Заявитель ГПИ «Укрпроектстальконструкция»). Стыковое соединение металлических ортотропных плит настила проезжей части моста. – А. с. 431279 (СССР). Опубл. в Б.И. – 1974. – № 21. – С. 126.

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

Надійшла 23.02.2021 р.

УДК 624.012.45

РАЙОНУВАННЯ ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ ЗА ТЕМПЕРАТУРАМИ ЗЕМНОЇ ПОВЕРХНІ І ЗОВНІШНЬОГО ПОВІТРЯ

Метою статті є детальне вивчення температури земної поверхні (снігу) і зовнішнього повітря для 8-ми дат досліджень 2013–2015 років із використанням ресурсів дистанційного зондування Землі і даних спостережень на 9-ти метеостанціях Закарпатської області.

The aim of the article is the detailed study of temperature of earth surface (to snow) and external air for 8th DATS of researches 2013–2015 with the use of resources of the remote sensing of Earth and these supervisions on the 9-ти weather-stations of the Zakarpattia area.

Ключові слова: висотні коефіцієнти, напрямки, температура земної поверхні (снігу) та зовнішнього повітря, метеостанції, перехідні станції.

Я.С. Гук
доцент кафедри міського будівництва і господарства Ужгородського національного університету, к.т.н.

І.Ф. Найбауер
інженер І-ї категорії Ужгородського національного університету

Е.Й. Новак
науковий співробітник Ужгородського національного університету

О.С. Гук
студент магістр кафедри міського будівництва і господарства Ужгородського національного університету

Українські Карпати – це унікальний регіон країни, який привертає до себе все більшу увагу щодо екології, кліматичних навантажень на будівельні конструкції, ґрунтознавства, біології тощо і потребує додаткового вивчення. Наявні дев'ять метеостанцій у Закарпатській області, найвища з яких Плай – 1330 м і сусідня метеостанція Пожежевська – 1451 м, що в Івано-Франківській області, частково висвітлюють кліматичні параметри території до висоти 1500 м над рівнем Балтійського моря.

Найвагомішою науковою працею щодо термічного режиму Українськиї Карпат є монографія «Тепловий і водний режим Українських Карпат» [2].

У статті [1] приведені результати вимірювання температури на схилі кількох гір. У статтях [2, 3, 4] використано дані дистанційного зондування Землі для з'ясування термічних особливостей Українських Карпат. У працях [5, 6] пропонується методика визначення напрямків і висотних коефіцієнтів для температурних параметрів території Закарпатської області.

Аналіз супутникових зображень вершин Карпат. Масив Чорногора Українських Карпат у межах Закарпатської області має 10 найвищих вершин, висоти яких досягають 1911 м (г. Брескул) та 2061 м (г. Говерла). Дослідити їх за температурними параметрами наземним методом не було можливості.

Частково це питання було вирішено за допомогою супутника «Landsat 8», зображення з якого оброблялись із застосуванням програми Arc Map 10 для картографічного відображення і програми Global Mapper – для об'ємних зображень [3]. Детальний аналіз супутникових зображень свідчить про те, що найнижча температура земної поверхні спостерігається не на вершинах гір, а на їх північних і північно-західних схилах. Зокрема, на час виконання знімка (13.02.2015 р.) температура на вершині Говерли становила мінус 12,5 °С, а на південно-східному схилі – мінус 4,0 °С. Це пояснюється різним

Зведені результати обчислень температур земної поверхні (снігу) і зовнішнього повітря для 8-ми досліджень на висотах горизонталей топографічних карт території Закарпатської області, °С

Висоти горизонталей топографічних карт	05.10.2013		30.03.2014		13.02.2015		05.06.2015		08.08.2015		27.10.2015		Макс. в липні 2015 р.		Мінім. в січні 2015 р.	
	земної поверхні (снігу)	зовнішн. повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішн. повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішн. повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішн. повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішн. повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішн. повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішн. повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішн. повітря
113 (Берегово)	25,00	13,60	31,00	16,30	6,00	5,40	35,00	25,80	50,00	35,10	16,00	14,80	56,00	36,40	–12,70	–14,00
200	24,20	12,63	27,58	16,13	3,57	4,59	42,32	25,03	52,53	34,00	16,83	12,82	58,06	35,71	–18,61	–16,83
400	20,99	11,47	23,79	15,38	1,27	3,55	37,86	23,00	49,66	32,35	14,44	11,62	56,17	33,75	–18,89	–18,36
600	18,59	10,89	22,16	14,51	–0,17	2,31	36,54	21,19	45,15	30,35	13,35	10,56	53,74	31,43	20,27	19,31
800	15,58	9,38	19,00	13,25	–1,52	1,27	34,14	19,11	42,11	28,41	10,93	9,05	51,82	29,37	–20,59	–19,91
1000	11,94	6,83	15,33	11,82	–3,44	0,11	30,90	16,99	38,91	26,44	8,23	7,40	50,48	27,42	–19,64	–20,06
1200	8,51	6,07	11,80	10,26	–5,28	–1,04	27,68	14,87	33,73	24,47	5,41	5,76	49,16	25,46	–18,71	–20,21
1400	5,44	4,35	10,38	8,76	–6,01	–2,21	25,14	12,75	32,58	22,50	3,13	4,11	47,83	23,51	–17,76	–20,34
1600	2,08	2,77	5,46	7,15	–8,54	–3,37	21,69	10,63	29,39	20,53	0,85	2,47	46,50	21,55	–16,82	–20,48
1800	–1,30	1,10	1,32	5,26	–10,53	–4,54	18,39	8,50	26,27	18,56	–2,38	0,83	46,16	19,60	–15,88	–20,68
2000	–3,74	–0,07	–2,41	4,17	–12,52	–5,70	15,32	6,38	23,32	16,59	–5,02	–0,65	43,83	17,64	–14,94	–20,77
2061 (г.Говерла)	–4,86	–0,16	–2,42	3,80	–12,46	–6,06	15,28	5,73	22,68	16,08	–5,67	–1,40	43,43	17,05	–14,57	–21,50

нагріванням схилів Сонцем. Вочевидь, що південно-східні схили гір за вранішній час прогріваються значно краще, ніж північні та південно-західні. Знімання супутником «Landsat 8» проводилось з 11 до 14 год, тобто всі знімки відповідають температурі південних і південно-східних схилів.

Аналіз космічних знімків, виконаних у холодну пору року, показав, що дуже часто в Українських Карпатах лежить сніговий покрив, інколи він формується ще в жовтні.

У літній період температура земної поверхні істотно залежить від висоти – у горах вона приблизно на 10 °С нижча, ніж у передгір'ях.

Згідно з супутниковими даними, температура земної поверхні на вершині Говерли 05.06.15 р. під час виконання знімка становила +15,3 °С, в улоговині – +11,2 °С, на східному схилі – +22,0 °С.

Одночасно доведено, що амплітуда коливань температури земної поверхні на метеостанціях значно більша, ніж зовнішнього повітря. Взимку вона нижча за температуру зовнішнього повітря, влітку – навпаки.

Період досліджень охоплює вісім дат: 13.02.2015 р., 30.03.2014 р., 05.06.2015 р., 18.08.2015 р., 05.10.2013 р., 27.10.2015 р. та максимальні і мінімальні температури земної поверхні (снігу) і зовнішнього повітря у 2015 році.

Вихідні дані та методика обчислення температурних параметрів. Для обчислення температур земної поверхні (снігу) на висотах горизонталей топографічних карт протягом 2013–2015 років використані дані спостережень на 9-ти метеостанціях Закарпатської області та температури земної поверхні (снігу) на 10-ти вершинах Українських Карпат, отриманих за даними космічних знімків супутника «Landsat 8».

Для детального обчислення температури нагрівання земної поверхні (снігу) на висотах горизонталей топографічних карт в інтервалі через 200 м для 8-ми дат спостережень у 2013–2015 роках застосовані напрямки між початковими станціями (метеостанціями) з висотами над рівнем Балтійського моря: Берегово – 113 м,

Ужгород – 114,6 м, Хуст – 166 м, Великий Березний – 209 м, Рахів – 438 м, Міжгір'я – 456 м, Нижні Ворота – 500 м, Нижній Студений – 615 м, Плай – 1330 м і кінцевими станціями (вершинами Карпат) – Брескул – 1911 м, Туркул – 1933 м, Піп Іван Мармароський – 1936 м, Менчул – 1998 м, Ребра – 2006 м, Гутин Томнатик – 2016 м, Петрос – 2022 м, Піп Іван Чорногірський – 2018 м, Бребенскул – 2036 м, Говерла – 2061 м і формули висотних коефіцієнтів (1) – (3).

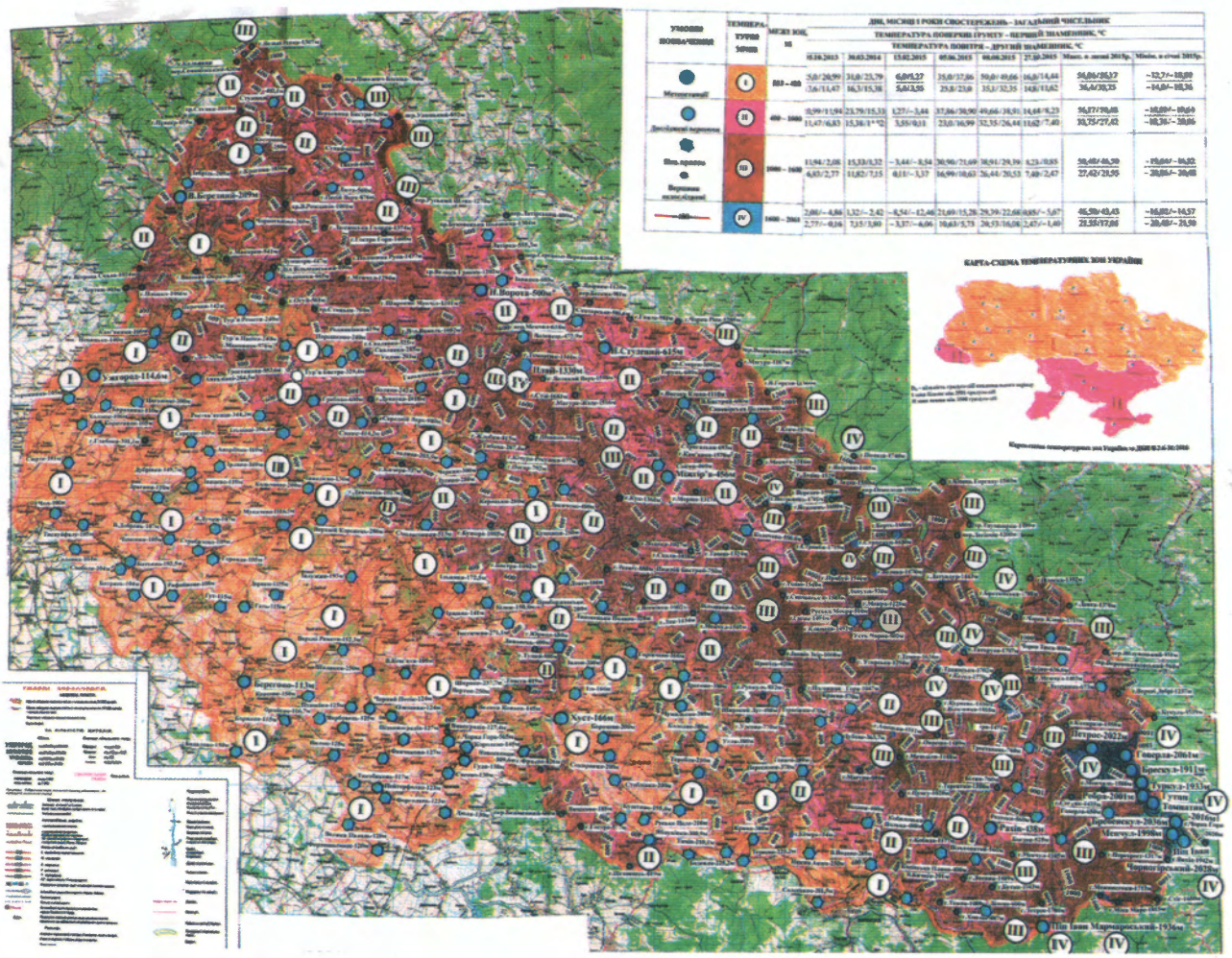
Для детального обчислення температури нагрівання зовнішнього повітря на 10-ти вершинах Карпат зазначених дат спостережень застосовані напрямки між 8-ма початковими станціями (метеостанціями) з висотами над рівнем Балтійського моря: Берегово – 113 м, Ужгород – 114,6 м, Хуст – 166 м, Великий Березний – 209 м, Рахів – 438 м, Міжгір'я – 456 м, Нижні Ворота – 500 м, Нижній Студений – 615 м і кінцевою станцією (метеостанцією) Плай – 1330 м. Використовуючи визначені температури зовнішнього повітря на 10-ти вершинах Карпат і аналогічні дані 9-ти метеостанцій та напрямки між ними, обчислені для 8-ми дат спостережень у 2013–2015 роках дані параметри на висотах горизонталей топографічних карт в інтервалі через 200 м також за формулами (1) – (3):

$$t_{\text{гр., пов.,}X} = t_{\text{гр., пов., ст.1}} + K_{1\text{–}2,\ \text{гр., пов.}} \cdot \Delta H_X \ ; \quad (1)$$

$$K_{1\text{–}2,\ \text{гр., пов.}} = \frac{t_{\text{гр., пов., ст.1}} - t_{\text{гр., пов., ст.2}}}{H_2 - H_1} \ ; \quad (2)$$

$$\Delta H_X = H_X - H_1 \ , \quad (3)$$

де $t_{\text{гр., пов. }X}$ – температура земної поверхні (снігу), зовнішнього повітря на висоті горизонталі X, °С; $t_{\text{гр., пов. ст.1}}$, $t_{\text{гр., пов. ст.2}}$ – температура земної поверхні (снігу), зовнішнього повітря на початковій і кінцевій станціях напрямку, °С; H_1, H_2 – висоти початкової і кінцевої станцій напрямку, м; $K_{1\text{–}2,\ \text{гр., пов.}}$ – висотно-температурний коефіцієнт між початковою і кінцевою станціями напрямку, °С/м; H_X – висота горизонталі, для якої обчислюється температура земної поверхні (снігу), зовнішнього повітря, t_X, м.



Зонування території Закарпатської області за температурами зовнішньої поверхні (снігу) і зовнішнього повітря

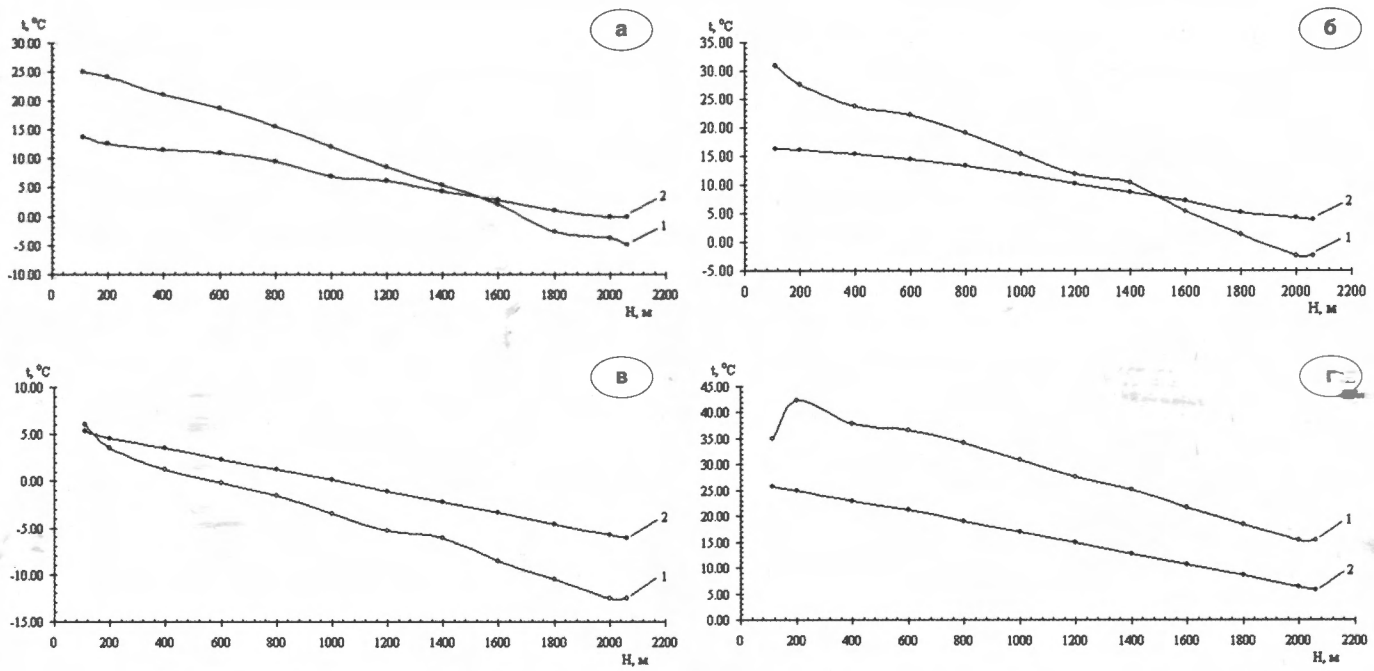


Рис. 1. Залежність між температурами земної поверхні (снігу) і зовнішнього повітря з 11 до 14 годин та висотами горизонталей топографічних карт на території Закарпатської області:

1 – температура на поверхні землі;
2 – температура повітря:

а – на 05.10.2013 р.; **б** – на 30.03.2014 р.; **в** – на 13.02.2015 р.; **г** – на 05.06.2015 р.

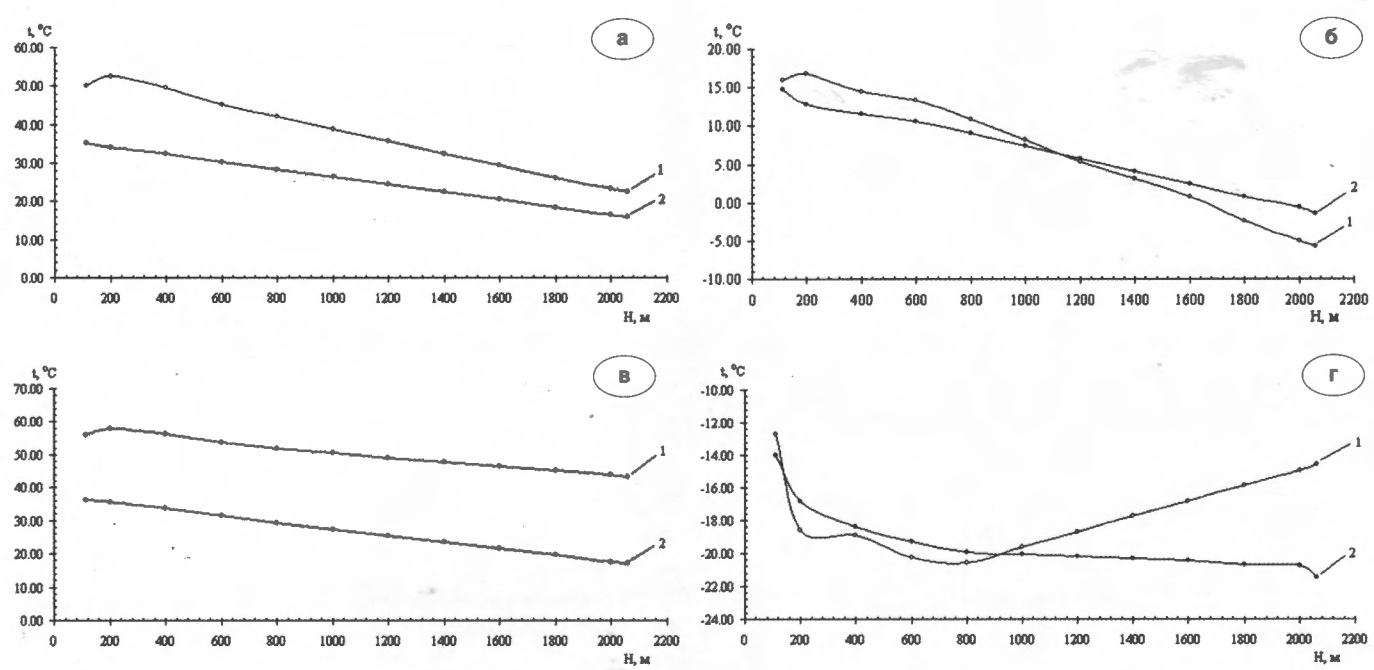


Рис. 2. Залежність між температурами земної поверхні (снігу) і зовнішнього повітря з 11 до 14 годин та висотами горизонталей топографічних карт на території Закарпатської області:

1 – температура на поверхні землі;
2 – температура повітря:

а – на 08.08.2015 р.; **б** – на 27.10.2015 р.; **в** – у липні 2015 р.; **г** – у січні 2015 р.

Зведені обчислення температури земної поверхні (снігу) і зовнішнього повітря за напрямками наведені в таблиці.

За результатами обчислень побудовані графіки залежності температурних параметрів від висоти станцій над рівнем Балтійського моря (рис. 1–2), а також виконано зонування території Закарпатської області (карта) та виділено, в залежності від висот горизонталей топографічних карт над рівнем Балтійського моря, чотири зони:

I зона – 113 м (Берегово) – 400 м;

II зона – 400 м – 1000 м;

III зона – 1000 м – 1600 м;

IV зона – 1600 м – 2061 м (г. Говерла).

Висновки.

1. У сонячну погоду незалежно від сезону найнижчою є температура земної поверхні на північних і північно-західних схилах Карпат.

2. Найбільш засніженими масивами Українських Карпат є найвищі гірські масиви Чорногора та Свидовець.

3. Вперше виконано детальне зонування території Закарпатської області за температурою земної поверхні (снігу) і зовнішнього повітря для 8-ми дат спостережень у 2013–2015 рр. із використанням знімків супутника «Landsat 8» і даних 9-ти метеостанцій Закарпатської області.

4. За картою зонування температурних параметрів можна визначити температуру земної поверхні (снігу) і зовнішнього повітря на заданій висоті території Закарпатської області.

5. Запропоновану методику рекомендовано застосувати при коригуванні державних будівельних норм щодо температурних параметрів.

[1] *Муха Б.* Термічні властивості топоклімату Карпатського національного парку / Муха Б. – Вісник Львівського НУ. Серія географія. – 2008. – Випуск 35. – С. 250–266.

[2] Тепловой и водный режим Украинских Карпат. – Л.: Гидрометеоиздат, 1985. – 366 с.

[3] *Шевчук С.А.* Використання даних супутника Landsat 8 для визначення мікрокліматичних особливостей Києва / Шевчук С.А., Вишневський В.І. – Український журнал дистанційного зондування Землі, 2016. – № 10. – С. 4–9.

[4] *Вишневський В.І., Шевчук С.А.* Використання даних дистанційного зондування Землі для з'ясування термічних особливостей Українських Карпат / Вишневський В.І., Шевчук С.А. – Український журнал дистанційного зонування Землі, 2017. – № 12. – С. 47–52.

[5] *Гук Я.С.* Методика визначення абсолютного максимуму температури зовнішнього повітря за висотно-температурними коефіцієнтами та параметрами літнього атмосферного тиску, районування території Закарпатської області // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2014 – № 3. – С. 14–18.

[6] *Кінаш Р.І., Гук Я.С.* Методика визначення абсолютного мінімуму температури зовнішнього повітря для 23 перехідних станцій, населених пунктів, вершин і перевалів з районуванням території Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Збірник наукових праць ін-ту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2015. – Вип. 15. – С. 113–122.

Надійшла 09.10.2019 р.

Книжковий огляд

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Том 2 КОНСТРУКЦІЇ МЕТАЛЕВИХ КАРКАСІВ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

Білик С.І., Шимановський О.В., Нілов О.О., Лавріненко Л.І., Володимирський В.О. Підручник для вищих навчальних закладів / Редакційна колегія: О.В. Шимановський, С.І. Білик, О.О. Нілов. – Кам'янець-Подільський: ТОВ «Друкарня «Рута», 2021. – 448 с., рис. 207, табл. 109

У підручнику розглянуто питання компонування та проєктування будівель із сталевим каркасом. Широко представлені одноповерхові каркаси з опорними мостовими кранами, в тому числі будівлі із застосуванням суцільних рам. Детально подається розрахунок і конструювання колон та наскрізних ригелів промислових будівель, а також підкранових конструкцій. Окремо розглядаються полегшені конструкції одноповерхових рамних каркасів і багатоповерхові каркаси малої та середньої поверховості для промислових будівель. Всі розрахункові положення проілюстровані числовими прикладами. Додатки у вигляді таблиць містять нормативні матеріали, необхідні для навчального проєктування.

Для студентів будівельних вузів, що навчаються за спеціальністю «Будівництво і цивільна інженерія», спеціалізація «Промислове і цивільне будівництво».

За довідками звертатись на кафедру металевих та дерев'яних конструкцій КНУБА

ВЛИЯНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ НА ФОРМИРОВАНИЕ АРХИТЕКТУРЫ ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫХ ЗДАНИЙ

Моради Пур Омид
аспирант Киевского национального университета строительства и архитектуры

Согласно результатам анализа зарубежного и отечественного опыта проектирования и строительства энергоэффективных зданий определяющими в решении проблем их энергообеспечения и энергоснабжения являются правильно выбранные материалы и конструкции. Их оценочные характеристики должны основываться на комплексной оценке внешних природно-климатических условий, правильно сформулированных критериях оценки внутренних несущих конструктивных и теплоизоляционных свойств различных материалов, методологии расчета прочностных и теплоизоляционных свойств конструкции и т.п.

С точки зрения методики проведения исследования целесообразно было бы использовать в определении конструктивной системы метод комплексного функционально-структурного анализа (с выявлением его влияния на саму конструкцию), вместе со статическим анализом и сравнительным анализом факторов влияния. Представляется целесообразным по ходу исследовательской работы определять некоторые принципы ее комплексного проведения. Например, при выборе материала наружной облицовки здания учитывать наиболее общие положения, относящиеся к выбору материала конструкции и критериям, определяющим этот выбор, принцип устойчивой, экологичной архитектуры: экологизацию окружающей среды; экономию тепла и энергии; улучшение комфортности людей; способ добычи и подготовки исходных компонентов; изготовление материала; эксплуатацию, использование, ремонт; утилизацию; повторное использование.

Исходя из проведенного анализа, к полностью экологичным (биопозитивным) можно отнести строительные материалы, изготовленные из возобновляемых природных ресурсов, требующие минимальных затрат энергии в процессе изготовления, оказывающие позитивное влияние на здоровье человека, не загрязняющие природную среду при их изготовлении, полностью рециркулируемые (разлагающиеся) в процессе замкнутого цикла после выполнения функций подобно материалам живой природы (наиболее распространенным из них является древесина).

Требованиям экологичности соответствуют следующие природные материалы: дерево, бамбук, солома и некоторые растительные материалы: торф, шерсть, войлок, кожа, пробка, натуральный камень, хлопок и натуральный шелк, натуральные клеи, олифа, каучук.

К условно экологичным (изготовленным из широко представленных в земной коре полезных ископаемых, не оказывающим вредного влияния на окружающую среду и людей) – биопозитивным относятся керамические изделия (кирпич, черепица, плитка), стекло, бетон, сталь.

Неэкологичными строительными материалами, опасными во время применения и утилизации, являются пластмассовые изделия, синтетические краски, растворители, лаки, гидроизолирующие материалы, выделяющие вредные испарения и летучие вещества – аммиак, фенолформальдегид, толуол, оксид и диоксид углерода, сернистый ангидрид, пыль, волокна, ртуть, меркаптан, хлор, фтор.

Материалы оказывают следующее влияние на окружающую среду: изделия из каменной кладки экологичны, минимально загрязняют воздух; бетон часто закрыт отделкой и поэтому минимально загрязняет воздух; металлы практически не вызывают загрязнения воздуха за исключением процесса полировки, очистки или сварки; древесина не загрязняет воздух за исключением склеивания некоторых деревянных изделий; при производстве пластмасс могут выделяться потенциально опасные вещества ввиду их изготовления из продуктов переработки нефти и природного газа. В процессе выбора материалов для возведения энергоэффективных зданий необходимо придерживаться баланса их функциональной, конструктивной, экологической и экономической характеристик.

© Моради Пур Омид

Соблюдая требования экологичности, экономичности, надежности и комфортности, и уменьшения затрат при транспортировке материалов, необходимо ориентироваться на местные экологичные строительные материалы и передовые инновационные технологии, адаптированные к местным условиям.

Принцип выбора конструкции наружной облицовки стен предусматривает несколько направлений предпроектного исследования: с одной стороны наружная облицовка должна защищать от внешних негативных воздействий окружающей среды; минимизировать теплопотери и выход тепла из здания; способствовать аккумуляции и генерированию тепловой энергии внутри здания благодаря грамотному тепловому зонированию с выделением буферных зон. Большинство традиционных конструктивных решений наружных стен и покрытий зданий далеко не в полной мере удовлетворяют возросшие требования к энергосбережению зданий и сооружений. Детальное рассмотрение конструкции и материалов наружной облицовки здания является основой конструирования его ограждающих элементов, принципа учёта оценочных критериев и повышенных теплозащитных требований к инженерным решениям по проектированию энергоэффективных зданий. Так, например, исходя из санитарно-гигиенических норм и требований сокращения энергозатрат на обогрев помещения, экономически целесообразным является применение традиционных стеновых материалов и многослойных фасадов в новом строительстве и при реконструкции старых зданий (система наружного утепления «мокрый фасад с тонкослойной штукатуркой»). «Мокрый» тип фасадных систем позволяет снизить затраты на материалы ограждающих конструкций и облицовок поверхности, предоставляя большие возможности в архитектурных решениях (утеплитель пенополистирольные или минераловатные плиты). Здание, получая энергию извне и вырабатывая ее внутри в процессе жизнедеятельности, может максимально сохранить эту энергию благодаря правильно выбранным строительным материалам и конструкциям. Поэтому очень важно знать характеристики традиционных и новых материалов и конструкций.

Так, например, природный камень принято считать одним из лучших натуральных отделочных материалов в строительстве, кроме того, он является одним из первых традиционных строительных материалов, из которого на вяжущем и без вяжущего раствора (с обработкой и без обработки камня) сооружались первые стеновые конструкции. В наше время он стал почти недоступным для многих потребителей из-за высокой стоимости как на сам материал, так и его транспортировку и установку. Современная промышленность предлагает вместо тяжелого и дорогого природного камня использовать его заменитель – более легкий искусственный камень (20 % –30 % веса натурального камня).

Одним из главных строительных материалов, компенсирующих нехватку природного камня в строительстве, является кирпич. Кирпич обеспечивает надежную звукоизоляцию, огнезащиту и защиту от внешних факторов, а также позволяет воплотить в жизнь любую архитектурную идею. Кирпичная кладка эстетично выглядит и в интерьере, и на фасаде здания, придает помещению уют и защищенность, а благодаря мелкоразмерности самого кирпича (в отличие от природного камня) из этого материала можно реализовать любую композиционную идею и организовывать любую пластику стены в плане здания.

Характерным для кирпичных стен является то, что они, не пропуская влагу, «дышат», сохраняют декоративность сплошной кирпичной кладки и перевязки швов, отличаются высоким сопротивлением теплопередаче (особенно с учетом современных открытий и технологий утепления фасадов, применения пустотного кирпича и специальных утеплителей). Все это поддерживает общий уровень равновесия влажности и температуры, соответствует требованиям энергосбережения, создает комфортные условия пребывания в помещении людей.

Перспективным направлением в разработке конструкций современных энергоэффективных зданий является создание вентилируемых фасадов, которые имеют следующие преимущества: аккуратный и эстетичный внешний вид, длительный период эксплуатации без ремонта, простота в эксплуатации, высокие тепло- и звукоизоляционные свойства, возможность осуществлять монтаж круглый год. Облицовочные экраны в устройствах вентилируемых фасадов могут быть изготовлены из: цементно-волокнистых и асбестоцементных плит, алюминиевых и стальных композитных панелей, фасадных панелей-кассет, плит из керамогранита. Подобный уровень про-

ектирования и строительства потребует развития проектно-строительной базы и максимального использования местных строительных материалов.

Технические и технологические инновации последних лет привели к увеличению использования стекла в архитектуре. В силу того, что через оконные проемы здания теряют наибольшее количество тепла и энергии, современные инновационные технологии направлены на их утепление, создание многокамерных окон, специальных плёнок, стеклопакетов. Особенно интересным с архитектурной точки зрения является объединение больших панорамных окон со стеклянными стенами. Это создает большой простор для обозрения и ощущения открытости, что позволяет архитекторам и дизайнерам широко использовать оригинальность и необычность стеклянных фасадов в сочетании с экологичностью и сверхпрозрачностью, высокими тепло- и звукоизоляционными характеристиками. К преимуществам стеклянных фасадов можно отнести высокую функциональность, современный внешний вид здания, длительный срок службы и неприхотливость в эксплуатации. Недостатками таких фасадов являются высокая цена и сложность монтажных работ. Таким образом, можно сделать вывод, что к основным конструкциям энергоэффективного строительства выдвигается ряд требований: доступная цена материалов и их монтажа; низкая теплопроводность конструкций внешних ограждений, способность «впускать тепло» и не «выпускать» его из помещений; наличие эффекта «дышащей» стены, при котором снижается возможность коррозии и грибковых образований на внешних конструкциях; экологичность (обеспечение теплом и энергией внутренних помещений без ущерба для внешней среды, сохранение существующих в природе экосистем), высокие эстетические качества конструкций и материалов. Особое внимание уделяется отделочным и оформительским материалам, способным значительно повысить теплосберегающие характеристики здания. За рубежом с этой целью широко применяются местные природные строительные материалы (древесина, камень, глина, солома и т.п.) и используемые повторно утилизированные продукты промышленного производства, получившие «вторую жизнь». Так, например, эффективным с точки зрения энергосбережения является применение глинобитных блоков (саман), способных быть хорошим теплоизоляционным материалом, который использовали еще наши предки. На основе этого можно выделить некоторые перспективные конструкции и альтернативные материалы стен для энергосберегающего строительства малой и средней этажности:

- *саман* – конструкция стены, выложенная из глинобитных блоков, состоящих в основном из глины, из соломы (20 % – 30 %), отходов переработки злаковых (иногда древесной стружки), обладает высокой звуко- и теплоизоляцией, не требует высокой квалификации строителей и имеет невысокую трудоемкость строительства;
- *соломенные блоки* – спрессованные разными способами строительные блоки из соломы обладают очень высокой звуко- и теплоизоляцией, характеризуются невысокой трудоемкостью строительства. Подобные технологии уже применяются в США, Канаде, Германии, Беларуси. Они позволяют экономить большое количество энергии и тепла в здании, а при изготовлении блоков из ржаной соломы не возникает необходимости в антисептировании;
- *землебит* – стены, изготовленные из грунта путем набивки его в опалубку, из грунтоблоков (набивкой форм трамбованием или пластическим формированием), дешевый и экологичный метод строительства, который позволяет стабилизировать внутреннюю температуру помещения;
- *cordwoodmasonry* – конструкция стены из сложенных коротких бревен (иногда в виде поленницы) на цементном растворе (45 см – 60 см), прием, который часто используется в Скандинавских странах, Канаде, Швейцарии, Австрии, – издали напоминает каменную кладку или запас дров на зиму, очень экологичен, архитектурно стилен;
- *торфоблоки* – новый теплоизоляционный материал, который благодаря сочетанию таких свойств, как прочность, экологичность и безопасность можно использовать в качестве эффективного утеплителя и конструкционного материала при возведении наружных стен здания до 3–4 этажей;
- *earthbags* – альтернативная американская технология возведения стен и куполов домов из заполненных почвой (иногда спрессованных)

тканевых мешков и труб, заимствована из традиций возведения бункеров и блиндажей, использовавшихся для борьбы с наводнениями по всему миру. По этой технологии в исследовательском центре в Калифорнии построили целую серию подобных органических структур. Автор разработки Надер Халили – архитектор, написавший книгу «Ceramic Housesand Earh Arhitecture».

Исходя из проведенного анализа, можно сделать вывод, что наружная облицовка здания должна быть внешней оболочкой многослойной ограждающей конструкции, что позволит, с одной стороны, «одеть» фасад в современные отделочные материалы, повысить его эстетическую составляющую, сформировать свободный фасад, увеличить вариативность возможного стилевого и композиционного решения фасадов, а с другой – улучшить теплозащитные показатели ограждающей конструкции, защитить ее от грибков и вредных атмосферных воздействий, повысить звукоизоляцию и пожарную безопасность конструкции, а также снизить затраты на отопление, удовлетворять требованиям архитектурной выразительности, легкости монтажа, стоимости, долговечности и надежности в эксплуатации. К категории наружной облицовки относятся также кровельные материалы, поскольку они играют основную роль в энергосбережении, а в случае с размещением солнечных коллекторов превращаются в главный элемент в системе использования солнечной энергии. Принцип выбора конструкции кровли аналогичен принципу выбора стеновых конструкций и предполагает, с одной стороны, эффективное получение энергии от общей энергосистемы, а с другой – минимальную теплоотдачу, рациональное распределение и экономию тепла и энергии в помещении. Кроме того, синтез современных кровельных систем (особенно с их конструкцией) и передовых инновационных технологий в области энергосбережения (в частности размещения солнечных коллекторов) позволяет создать уникальные энергоэффективные системы, являющиеся частью основного оборудования.

Кровельные конструкции могут выполняться из силикатных, битумных и стальных кровельных материалов. Для этих кровельных материалов характерны стойкость к механическим и кислотным воздействиям, коррозиостойкость, долговечность в эксплуатации (при систематической защите их красками и красителями), высокие эстетические качества.

Достоинствами силикатных материалов, используемых в кровле, являются: повышенная прочность, огнестойкость, водонепроницаемость, долговечность, высокая сопротивляемость воздействию щелочей. Силикатные кровельные материалы во многих случаях могут использоваться при строительстве энергосберегающих зданий и сооружений при более детальном изучении их природы и свойств. Битумные материалы имеют небольшой срок службы (5–7 лет), плохо переносят перепады температур, воздействие ветра, дождя и солнечных лучей, обладают низкой морозостойкостью, но имеют невысокую цену. Под воздействием солнечных лучей мастика теряет свою пластичность и полотна отклеиваются друг от друга, но материалы на битумной основе со слоем фольги (металлоизол и фольгоизол) считаются наиболее качественными. Битумно-полимерные материалы на органических основах – перспективная область современного строительства, они одновременно используются еще и для гидро- и пароизоляции. Экологичными и перспективными для зданий малой и средней этажности являются следующие типы кровель: дерновая, гонтовая, соломенная и камышовая (солома и тростник). Сегодня крыши из натуральных материалов выделяются раскрепощенностью и натуральностью стиля, они считаются одними из самых передовых в мире благодаря экологичности, гибкости и безграничным возможностям по дизайну и формам. Природные кровли отличаются экологической чистотой (органично вписываются в окружающий ландшафт, не вызывают аллергии и не содержат бактерий), теплоизоляцией (покрытие толщиной 30 см защищает от холода и жары эффективнее, чем современные синтетические теплоизолирующие материалы); пожароустойчивостью, долговечностью, водоустойчивостью.

Очень важным в процессе проектирования энергоэффективного строительства является устранение источников потерь энергии и тепла, а также принцип выбора остекления здания (площади, конструкции, композиции расположения светопроемов) и солнцезащиты. Оконные проемы в теплотехническом отношении представляют собой самое слабое звено в системе наружных ограждающих конструкций зданий, при этом

технические показатели окна должны обеспечивать требуемое сопротивление теплопередаче и воздухопроницанию. По отношению к площади наружных стен площадь светопрозрачных наружных ограждений составляет около 18 % – 20 %, при этом теплозащитные качества светопрозрачных ограждений с тройным остеклением в 4–6 раз меньше чем у стен.

В настоящее время разрабатывается остекление, которое может изменять свои тепловые характеристики в зависимости от изменения наружных условий (инновационная оконная рама с двойным остеклением, между которым помещается специальный материал, предотвращающий теплопотери в ночное время (зимнее время) или перегрев в летний период).

Необходимо также помнить о возможности экономии тепла благодаря правильно выбранным оконным переплетам. Согласно исследованиям *дерево* обладает наилучшими теплоизоляционными свойствами, но как природный материал нуждается в защите от воздействия влаги, вредителей, перепада температур; *алюминий* – долговечный надежный материал, но из-за его хорошей теплопроводности эффективнее применять алюминий с термоизоляцией.

Прямое солнечное облучение значительно снижает затраты на отопление в зимний период, особенно если окна обращены на юг. Поступление тепла может быть больше, чем его потери, кроме того рациональной площадью оконных проемов, их ориентацией, наличием ставень, козырьков, жалюзи, систем солнцезащиты, обязательным применением термостатов можно регулировать энергоэффективность всех помещении в здании.

Согласно последним инновационным исследованиям, солнцезащитные устройства вполне могут совмещать в себе и функцию энергосбережения (при снижении теплопроводности солнцезащитных элементов), и функцию энергонакопления (выполняя роль солнечных коллекторов). Солнцезащитные и светорегулирующие устройства можно классифицировать, сгруппировав следующим образом:

- технические (местное кондиционирование воздуха);
- конструктивные (затепляющие элементы зданий, солнцезащитные и светорегулирующие устройства);
- архитектурно-планировочные (конфигурация здания в плане, ориентация помещений, озеленение и обводнение территории, покрытие тротуаров и площадок нетеплоемкими материалами).

Таким образом, методические подходы к выявлению влияния конструктивных решений на объемно-планировочную структуру зданий заключаются в комплексном анализе принципов выбора конструкций и материалов с наилучшими показателями по энергосбережению и энергоэффективности.

Надійшла 09.10.2020 р.

УКРАИНСКИЙ ЦЕНТР СТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

На замовлення Асоціації Український центр сталевого будівництва розроблені та вийшли з друку наступні навчальні видання

М.А. Беляєв, К.В. Калафат, А.С. Білик, О.М. Постернак

ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ВІДПОВІДНО ДО ЄВРОКОДУ 4 (російською мовою)

Підручник для іноземних студентів будівельних факультетів

А. Білик, А. Сандлерс, М. Беляєв, О. Постернак

ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ АВТОСТОЯНОК

Посібник до практичних занять з дисципліни цільової підготовки для студентів спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»

Для довідок – https://uscc.ua

ВЛАСТИВОСТІ КРЕЙДО-БЕЛІТОВОГО ЦЕМЕНТУ

І.І. Ніконець
Національна академія сухопутних військ імені П. Сагайдачного, НДЛ аналізу і прогнозування надзвичайних ситуацій, к.т.н.

І.М. Мартинюк
Національна академія сухопутних військ імені П. Сагайдачного, НДЛ аналізу і прогнозування надзвичайних ситуацій, к.біол.н.

Є.М. Шматов
Національна академія сухопутних військ імені П. Сагайдачного, НДЛ аналізу і прогнозування надзвичайних ситуацій

Р.В. Казмірчук
Національна академія сухопутних військ імені П. Сагайдачного, к.військ.н.

З метою визначення властивостей крейдо-белітового цементу для порівняння були виконані дослідження алітового цементу.

Таблиця 1

Мінералогічний склад цементів

Цемент	Вміст мінералів, %			
	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
Крейдо-белітовий № 1	10,2	59,1	4,6	22,2
Алітовий № 2	59,6	14,43	4,62	16,5

Рівномірність змін об'єму визначалась відповідно до вимог. Були виготовлені зразки з цементного тіста нормальної густини. Викривлення та руйнування відсутні.

Міцність на стиск та згин. Показники міцності залежать від мінералогічного складу. Цемент № 1 характеризується початковою низькою міцністю до шести місяців, що пояснюється вмістом великої кількості беліту (59,1 %). Далі міцність цементу № 1 досягає рівня цементу № 2.

З часом міцність крейдо-белітового цементу продовжує зростати, особливо на згин.

Сульфатостійкість. Перевірялась стійкість цементів у 6 %-му розчині Na_2SO_4 та морській воді (табл. 2).

Таблиця 2

Стійкість цементів в агресивному середовищі

Розчин	6 % Na_2SO_4				Морська вода			
	Час твердіння, міс.							
Склад	1	3	6	12	1	3	6	12
1	1,04	1,02	1,01	0,97	1,02	1,01	1,00	0,99
2	0,87	0,85	0,83	0,75	0,96	0,94	0,88	0,83

Цемент № 1 показав достатньо високу ступінь сульфатостійкості як в середовищі морської води, так і в 6 %-му розчині Na_2SO_4.

Морозостійкість. Відомо, що морозостійкість визначається кількістю циклів заморожування та відтавання, яким піддаються матеріали у спорудах. Коефіцієнт морозостійкості визначався через 100 і 200 циклів.

Показники, які приведені в таблиці 3, свідчать, що зразки на основі крейдо-базальтового цементу через 100 і 200 циклів більше одиниці і при стиску, і при згині.

А вироби на основі алітового цементу втратили більше 25 % міцності.

Таблиця 3

Морозостійкість цементів

Цемент	Кількість циклів			
	100	200	100	200
	при стиску		при згині	
Крейдо-базальтовий № 1	1,46	1,64	1,48	1,59
Алітовий № 2	1,01	0,63	0,82	0,72

Тепловиділення. В процесі гідратації цементу виділяється тепло. Чим масивніше споруда, тим більша кількість тепла виділяється. Це викликає тріщини і, як наслідок, руйнування споруди.

Отримані результати, приведені в таблиці 4, свідчать, що тепловиділення крейдо-белітового цементу менше ніж алітового.

Таблиця № 4

Тепловиділення цементів

Цемент	Час гідратації, доба			
	3	7	28	90
Крейдо-белітовий № 1	33	40	55	71
Алітовий № 2	71	84	90	99

Таким чином, крейдо-белітовий цемент можна віднести до низькотермічних і все завдяки підвищеному вмісту алюмоферитів кальцію і беліту.

Термічний аналіз. Зі збільшенням кількості беліту у цементі ефекти новоутворень, які містять алюміній, виявляються чіткіше. Це дає змогу орієнтовно визначити співвідношення аліту і беліту в цементі.

На початку гідратації цементу термічний аналіз чітко не фіксує утворення гідросилікатів кальцію. Про початок гідратації силікатів кальцію можна робити висновок за появою на диференційній кривій нагріву ендотермічного ефекту гідрооксиду кальцію.

На кривій нагріву цементу № 2 ендоефект СН з'являється через 30 хвилин, а цементу № 1 через 24 години від початку гідратації.

Рентгенографічний аналіз. У процесі гідратації алітового цементу № 2 чітко виявляється лінія гідрооксиду кальцію. Інтенсивність цієї лінії на рентгенограмах крейдо-белітового цементу № 1, гідратованого до трьох місяців, дуже мала і тільки після шести місяців дещо збільшується, залишаючись менш інтенсивною, ніж на рентгенограмі цементу № 2.

Інфрачервона спектроскопія. Зі зменшенням кількості C_3S у цементі дифузійність ІЧ-спектрів протягом одного і того ж терміну збільшується, в той час як ступінь гідратації зменшується.

Інфрачервона спектроскопія є найбільш чутливим методом дослідження клінкерів і цементів різного мінералогічного складу, а також процесу їх гідратації.

За допомогою ІЧ-спектроскопії встановлена наявність у продуктах гідратації цементів різного мінералогічного складу декількох видів гідросилікатів кальцію, кількісне співвідношення між якими визначається складом цементу у віці твердіння.

Надійшла 26.10.2020 р.

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 № 2 від 20.05.2021 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 20.05.2021 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**