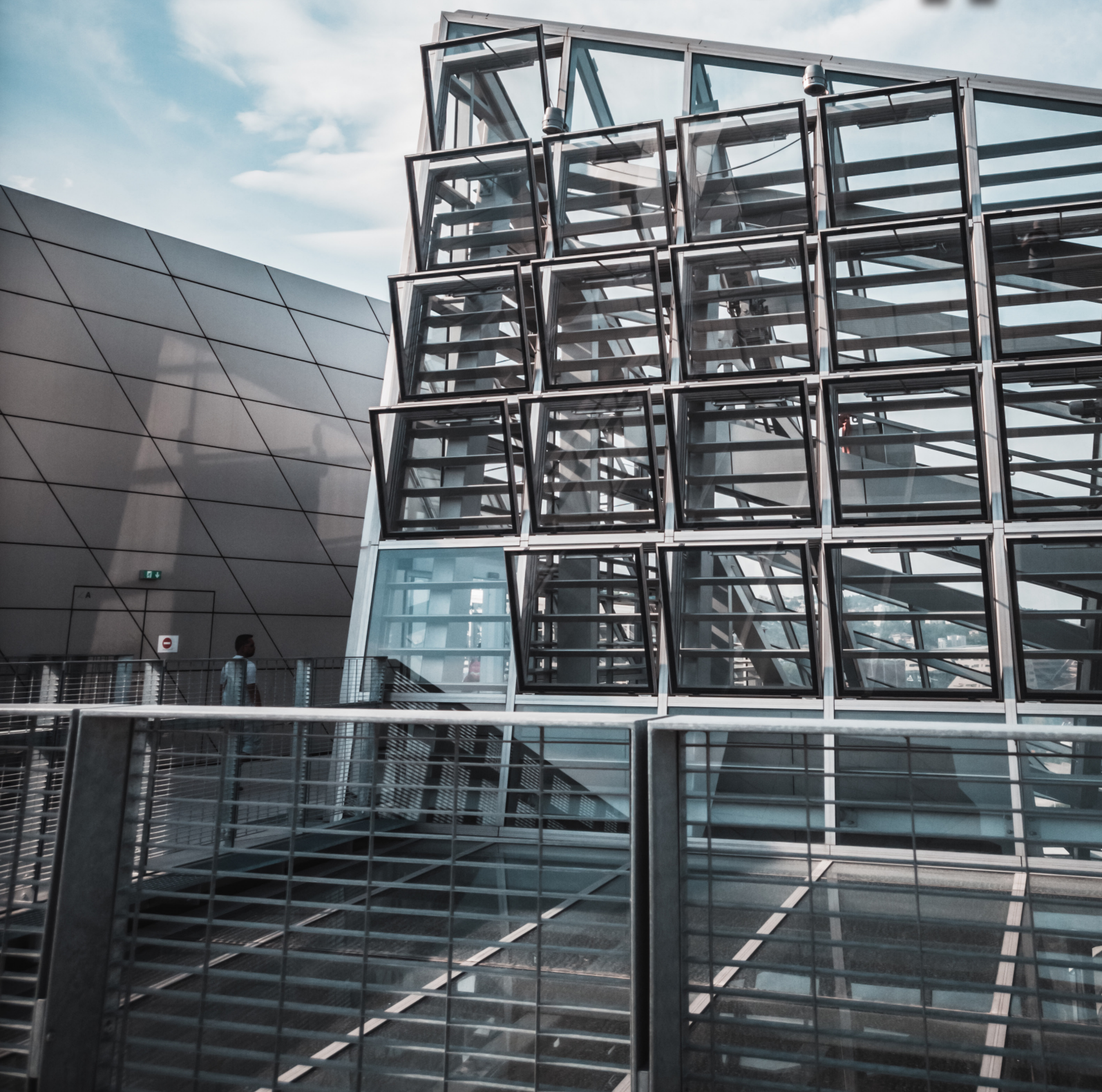


ISSN 1996-8159



2'(70)2025

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ





2 (70) 2025

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗАСНОВНИК
ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
імені В. М. ШИМАНОВСЬКОГО»
Рішення Нацради з питань телебачення
і радіомовлення № 1367 від 25.04.2024 р.
щодо реєстрації суб'єкта у сфері
друкованого медіа.
Ідентифікатор медіа R 30-03481

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР

Адріанов В. П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР

Лукашевич Т. І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю. Д., д. т. н., проф.

Бабій К. В., 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.

Гордеев В. М., д. т. н., проф.

Єгоров Є. А., д. т. н., проф.

Кваша В. Г., д. т. н., проф.

Лапенко О. І., д. т. н., проф.

Лобанов Л. М., академік НАНУ,

д. т. н., проф.

Махінко А. В., д. т. н., проф.

Оглобля О. І., д. т. н., проф.

Онищенко А. М., д. т. н., проф.

Пасечнюк В. Л.

Пічугін С. Ф., д. т. н., проф.

Шимановський О. В., член-кор. НАНУ,

д. т. н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА на 2025 — 2026 роки

Абель Д., д. т. н., проф. (США)

Агощ З., д. т. н., проф. (Словаччина)

Баран В., д. т. н., проф. (Польща)

Белоев М., к.т.н. (Болгарія)

Бредфорд М. Ю., д. т. н., проф. (Австралія)

Булат А. Ф., академік НАНУ, д. т. н., проф. (Україна)

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

Ібрахімбегович А., д. т. н., проф. (Франція)

Кавагучі К., д. т. н., проф., віце-президент IASS (Японія)

Като Ш., д. т. н., проф. (Японія)

Лазаро К., д. т. н., проф., президент IASS (Іспанія)

Махачек Й., д. т. н., проф. (Чехія)

Новак А., д. т. н., проф. (США)

Розерт Х., д. т. н., проф. (Німеччина)

Салінас Х., д. т. н., проф. (Мексика)

Спарлінг Б., д. т. н., проф. (Канада)

Тулебаєв К. Р., д. т. н., проф. (Казахстан)

Янковяк Р., д. т. н., проф. (Польща)

ЗМІСТ

ІНСТРУМЕНТАЛЬНЕ ОБСТЕЖЕННЯ

Шимановський О. В., Шалінський В. В.

ІНСТРУМЕНТАЛЬНЕ ОБСТЕЖЕННЯ БЕТОНУ ОСНОВНИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

ДНІСТРОВСЬКОЇ ГЕС-2. 2

ПРОЄКТУВАННЯ ЗАХИСНИХ СПОРУД

Гезенцевей Ю. І.

ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ НАВАНТАГ

ПРИ ПРОЄКТУВАННІ СПОРУДИ ПОДВІЙНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

З ВЛАСТИВОСТЯМИ ПРОТИРАДІАЦІЙНОГО УКРИТТЯ,

ПОЄДНАНОЇ З БУДІВЛЕЮ ЦИВІЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ. 9

НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ

Онищенко А. М., Аксьонов С. Ю., Лісневський Р. С.

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ

З АСФАЛЬТОБЕТОНУ ЛИТОГО НА ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ВІД ДІЇ

ПНЕВМАТИЧНИХ КОЛІС ТРАНСПОРТНИХ ЗАСОБІВ ТА ТЕМПЕРАТУРИ. 14

Гук Я. С., Найбауер І. Ф., Новак Е. Й.

МЕТОДИКА ОБЧИСЛЕННЯ ТЕМПЕРАТУР ПОВЕРХОНЬ

ҐРУНТІВ І ЗОВНІШНЬОГО ПОВІТРЯ НА ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ. 25

ЮВІЛЕЙНІ ДАТИ

Адріанов В. П.

ТОВ «УКРІНСТАЛЬКОН ІМ. В. М. ШИМАНОВСЬКОГО» В СИСТЕМІ ТЕХНІЧНОГО

РЕГУЛЮВАННЯ БУДІВНИЦТВА (ДО 80-РІЧЧЯ СТВОРЕННЯ ІНСТИТУТУ) 31

ІНСТРУМЕНТАЛЬНЕ ОБСТЕЖЕННЯ БЕТОНУ ОСНОВНИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД ДНІСТРОВСЬКОЇ ГЕС-2

Передусім вкажемо на те, що на південному заході України у річковому басейні р. Дністер знаходиться Дністровський гідроенергетичний каскад, до складу якого входять три окремі гідротехнічні споруди (рис. 1):

- Дністровська ГЕС-1, технологічна особливість якої полягає в її подвійному призначенні — крім безпосередньо виробництва електроенергії одночасно слугує ключовою ланкою транспортного сполучення між правим і лівим берегами р. Дністер завдяки влаштуванню за всією її довжиною автодорожнього проїзду. А вище греблі ГЕС-1 знаходиться Дністровське водосховище завдовжки 194 км із площею дзеркала 142 км² і об'ємом 3,0 млрд м³ (зокрема корисним 2,0 млрд м³) і максимальною глибиною до 54 м, яке дозволяє не тільки здійснювати сезонне регулювання стоку р. Дністер із метою боротьби з повеннями, а й забезпечувати зрошення сільськогосподарських угідь;



О. В. Шимановський,
генеральний директор
ТОВ «Український інститут
сталевих конструкцій
імені 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 «Український інститут
сталевих конструкцій
імені В. М. Шимановського», к. т. н.,
старший науковий співробітник

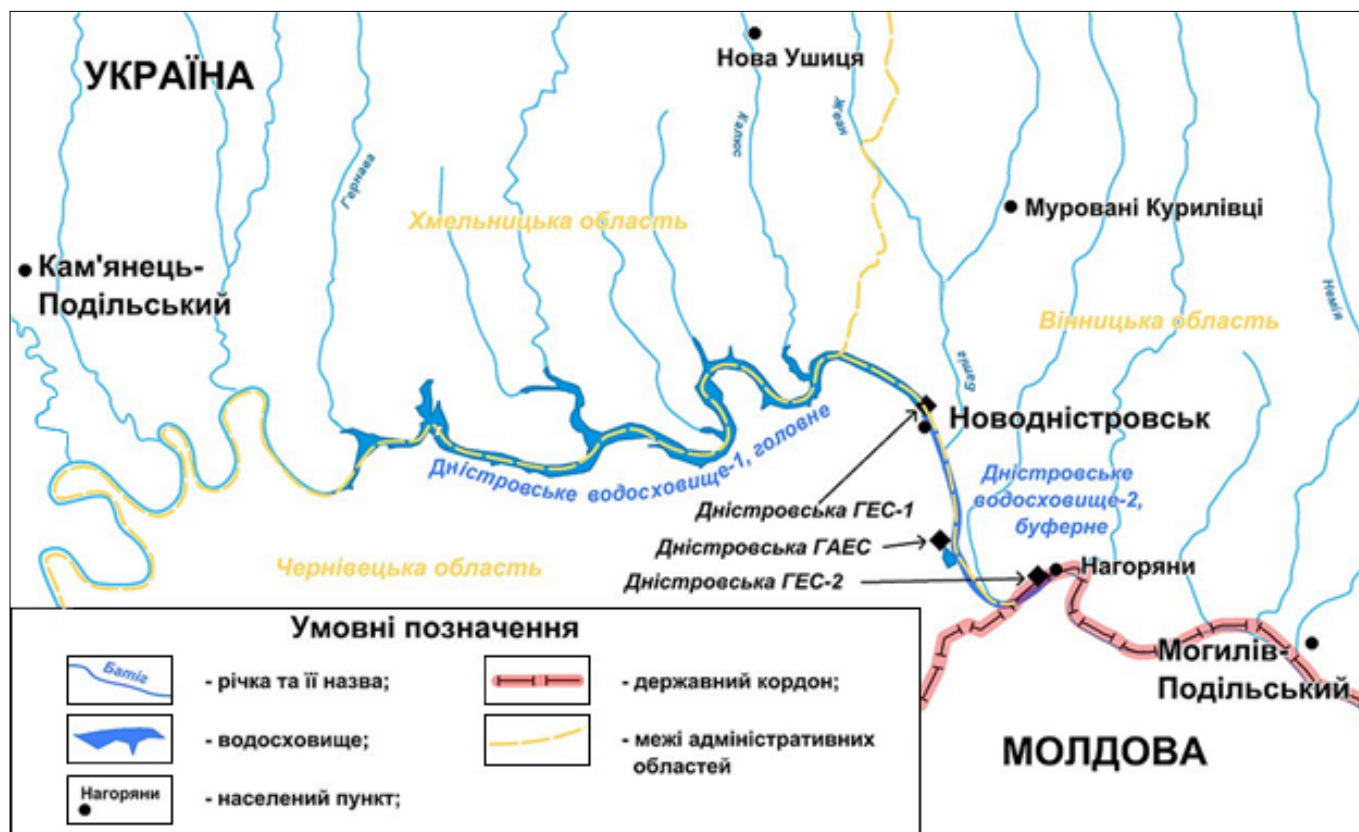


Рис. 1. Розташування окремих гідротехнічних споруд Дністровського гідроенергетичного каскаду

- Дністровська ГЕС-2 (Нижньодністровська ГЕС), технологічна особливість якої полягає в її подвійному призначенні — крім безпосередньо виробництва електроенергії вона одночасно слугує для транспортного сполучення між правим і лівим берегами р. Дністер завдяки влаштуванню за всією її довжиною службового автодорожнього проїзду. ГЕС-2 розташована на 20 км нижче за течією р. Дністер відносно Дністровської ГЕС-1, із буферним водосховищем завдовжки 19 км, призначення якого полягає у вирівнюванні нерівномірних витрат води під час роботи ГЕС-1 і ГАЕС;
- Дністровська ГАЕС, до речі, одна з найбільших у світі гідроакумулювальних електростанцій, з верхньою водоймою, розташованою вище рівня буферного водосховища, основними функціями якої є регулювання частоти і графіка навантаг у енергосистемі України та формування аварійного енергорезерву.

Результати планового обстеження автодорожнього проїзду по спорудах Дністровської ГЕС-1 викладені у журнальній статті [4]. Тому у представленій статті розглянуто конструктивне рішення конструкцій Дністровської ГЕС-2 і результати обстеження її гідротехнічних споруд.

Стислий опис конструкцій Дністровської ГЕС-2.

Вказана ГЕС (рис. 2) має у своєму складі наступні споруди: будівлі безпосередньо гідроелектростанції та монтажного майданчика, водозливну греблю, земляні греблі правого та лівого берегів і спрягаючі споруди.

Будівля ГЕС-2 із правого боку примикає до водозливної греблі, а з лівого — до будівлі монтажного майданчика, який являє собою одну з трьох агрегатних секцій, відділену від водозливної греблі і будівлі монтажного майданчика наскрізними температурно-осадовими швами.

Секції будівлі ГЕС-2 за довжиною складають 33 м, за шириною по низу — 43,78 м і за висотою — 33 м. Водозлив будівлі ГЕС-2, який складається



Рис. 2. Загальний вигляд Дністровської ГЕС-2 (Нижньодністровської ГЕС)

з трьох прогонів завширшки 7,5 м кожен, має широкий поріг на рівні +71,300 м, обладнаний затворами, які обслуговуються краном водозливної греблі. Будівля монтажного майданчика із розмірами: за довжиною (по осі агрегатів) — 33,0 м, за шириною (вздовж потоку) — 50,0 м і за висотою (по бетону) — 37,0 м особлива тим, що центральна секція лівобережного стояна, що прилягає до будівлі ГЕС-2, поєднана в одній конструкції з монтажним майданчиком і затворосховищами. Основою всіх споруд ГЕС-2 слугують аргілітні ґрунти підвищеної і слабкої тріщинуватості з тонкими прошарками глин.

Бетонна водозливна гребля складається з трьох водоскидних секцій завширшки 41,5 м кожна, розділених бичками завтовшки 4,0 м. У кожній секції розташовано чотири водоскидні прогони завширшки 7,5 м і три окремих бичка завтовшки 2,5 м.

Поріг водозливу розташований на рівні +64,000 м. Водобійна споруда завдовжки 62,0 м вздовж потоку виконана у вигляді двох рядів бетонних плит, верх яких знаходиться на рівні +61,000 м. У першому ряді плит влаштовано дренажні колодязі й свердловини. На відстані 32,25 м від низової грані водозливу влаштована водобійна стінка заввишки 1,5 м. Спряження водою з руслом ріки виконане у вигляді ковша завглибшки 6,0 м, заповненого кам'яною накидкою діаметром 0,5 — 1,5 м.

Як протифільтраційний захід з метою зменшення протитиску по підшві фундаментної плити водозливу по дну підвідного каналу влаштовано бетонний понур завдовжки 20 м.

З лівого берега до бетонної водозливної греблі примикає будівля гідроелектростанції. Три поверхневих водозливних прогони, що розташовані над будівлею ГЕС-2, мають ширину по 7,5 м кожний. Поріг зазначених секцій розташований на рівні +71,000 м.

Загальна протяжність водозливного фронту разом з бичками становить 157,5 м.

Ґрунтові споруди гідровузла складаються з двох гребель — правобережної та лівобережної. Клас капітальності гребель — І.

Насип правобережної греблі передбачений з відвальних ґрунтів розкритих порід аргілітового кар'єру, зі спорудженням у верхньому б'єфі екрана з суглинних ґрунтів. Довжина греблі становить 19,2 м, висота — 20,0 м. Основою правобережної греблі слугують аргіліти, у примиканні до правого берега — шари алевроліту, піску та супіску.

Насип лівобережної греблі виконаний з місцевих матеріалів: верхового клину — з суглинку, низового — з суглинку та супіску. Довжина греблі становить 497,5 м, висота — 22,0 м.

Відкоси обох гребель укріплені монолітним бетоном.

До спрягаючих споруд ГЕС-2 відносяться, зокрема, правобережний та лівобережний залізобетонні стояни.

Також через водозлив будівлі ГЕС-2 і водозливну греблю на рівні +84,000 м проходить службовий автодорожній проїзд, який одночасно є складовим елементом будівлі ГЕС-2 та водозливної греблі і основним призначенням якого є технологічний проїзд автомобільного та спеціального транспорту.

Результати обстеження гідротехнічних споруд Дністровської ГЕС-2

Під час проведеного у вересні 2024 р. інструментального обстеження надводної частини бетону водозливної греблі та правобережного і лівобережного стоянів було виявлено низку дефектів. Проте одразу зауважимо, що загалом вони не загрожують умовам міцності та стійкості конструкцій споруди, але потребують вжиття відповідних заходів задля їх ліквідації з метою запобігання їх розповсюдження та недопущення подальшого шкідливого впливу на конструкції споруди.

Конструкції водозливної греблі на рівні +84,000 м.

Залізобетонні плити. В цілому стан залізобетонних плит задовільний, але в окремих місцях все ж виявлено певні дефекти, основними з яких є: відколи бетону (рис. 3); засмічення брудом, гілками та річковими молюсками; сліди затікання води та поверхневе руйнування бетону з оголенням арматури (рис. 4).

Температурно-осадові шви. Виявлено відсутність герметизації усіх температурно-осадкових швів (рис. 5). Зазначене сприяє просочуванню дощових вод вглиб конструкцій водозливної греблі, що, своєю чергою, негативно впливає на довговічність бетону споруди.

Підкранові балки. Суттєвих порушень у стані підкранових балок, здатних впливати на їх працездатність, під час обстеження не виявлено. Проте, окремі дефекти все ж наявні: сліди затікання води, відколи бетону, поверхневе руйнування захисного шару бетону (подекуди з оголенням арматури) (рис. 6).

Кабельні лотки загалом перебувають у працездатному стані, однак теж не позбавлені певних дефектів: поступове руйнування кількох залізобетонних плит накриття кабельного лотка, сліди затікання води, в окремих місцях — руйнування захисного шару бетону з оголенням арматури (рис. 7).

Верхня частина бичків. У цілому всі бички перебувають у задовільному стані. Проте, на верхній частині одного з бичків спостерігається дефект у вигляді тріщини завширшки до 1,5 мм і завглибшки понад 120 мм (рис. 8). Поневаж загальний вигляд тріщини не свідчить про її подальше збільшення, то було рекомендовано встановити «маяки» та проводити постійне спостереження за її станом.

Набетонка. Обстеженням встановлено, що нарощування підкранових колій та укладання бетону на рівні +84,000 м виконані недостатньо якісно. З огляду на це, набетонка має дефекти: у кількох місцях виявлено руйнування бетону (рис. 9), значна частина площі набетонки має

вищерблення верхнього шару, зокрема, і з оголенням арматури (рис. 10).

Декоративні панелі. Критичних дефектів декоративних панелей не виявлено, але окремі недоліки все ж таки присутні: вилюговування цементно-піщаного розчину швів між декоративними панелями; сліди затікання води; місцеві руйнування та відколи бетону (іноді з оголенням арматури) (рис. 11).

Конструкції водовідведення. Під час обстеження встановлено, що окремі водовідвідні трубки повністю засмічені та не виконують свою функцію.

Перильна огорожа перебуває в задовільному стані та не має значних дефектів.

Бички водозливної греблі

Більша частина поверхонь бичків водозливної греблі закрита облицювальними панелями. Внаслідок цього візуальне та інструментальне обстеження бетону бичків виконано в районі розміщення пазів для засувок, адже саме в цих місцях облицювальні панелі бичків відсутні.



Рис. 3. Відколи бетону залізобетонної плити



Рис. 4. Сліди затікання води, поверхнєве руйнування бетону залізобетонної плити



Рис. 5. Відсутня герметизація температурно-осадового шва



Рис. 6. Сліди затікання води, руйнування захисного шару бетону підкранової балки



Рис. 7. Сліди затікання води на кабельному лотку, руйнування захисного шару бетону з оголенням арматури



Рис. 8. Тріщина в тілі бичка та набетонці



Рис. 9. Руйнування набетонки водозливної греблі



Рис. 10. Вищерблення верхнього шару набетонки з оголенням арматури

Одразу варто зазначити, що наразі бички та облицювальні панелі є в задовільному технічному стані. А виявлені незначні недоліки полягають у наступному.

Бічні поверхні бичків мають сліди затікання води з вище розташованих конструкцій (рис. 12), відколи бетону (подекуди з оголенням арматури) та тріщини (рис. 13).

Дефектами ж облицювальних панелей бичків є:

- вилуговування цементно-піщаного розчину зі швів між облицювальними панелями (рис. 14); зауважимо, що даний дефект є досить поширеним та наявний на всіх бичках, особливо в місці контакту панелей із водою;
- систематичне затікання води на облицювальні панелі більшості бичків з вище розташованих конструкцій; вкажемо на те, що даний дефект частіше спостерігається під конструкціями мосту, так як мостове

полотно має численні дефекти дорожнього покриття проїзної частини;

- поверхневе руйнування бетону облицювальних панелей в окремих місцях;
- просочування води крізь облицювальні панелі;
- тріщини в бетоні панелей.

Бички на рівні +70,000 м мають відколи бетону (іноді з оголенням арматури), а також в окремих місцях — тріщини.

Правобережний та лівобережний стояни

Всі бічні поверхні правобережного та лівобережного стоянів закриті облицювальними панелями. Варто зазначити, що загалом всі панелі перебувають у задовільному стані, але при цьому все ж мають окремі дефекти, які характерні і для вище згаданої водозливної греблі: поверхневе руйнування бетону (рис. 15), вилуговування цементно-піщаного розчину швів, відколи бетону облицювальних панелей



Рис. 11. Сліди затікання води, руйнування бетону з оголенням арматури декоративної панелі



Рис. 12. Руйнування бетону бичка, сліди затікання води з вище розташованих конструкцій, вилугування цементно-піщаного розчину швів, відколи бетону облицювальних панелей з оголенням арматури



Рис. 13. Тріщини в бетоні бичка



Рис. 14. Вилугування цементно-піщаного розчину швів, відкол бетону бичка, руйнування бетону облицювальної панелі з оголенням арматури

(зокрема, і з оголенням арматури) (рис. 16); тріщини в бетоні облицювальних панелей.

Інструментальні дослідження

Інструментальні дослідження були виконані вибірково, не менше ніж для трьох точок для кожного типу конструкцій, відповідно до вимог [1]. Результати випробувань міцності бетону визначено з врахуванням фактичної вологості конструкцій на момент обстеження. Вологість залізобетонних конструкцій виміряно за допомогою приладу «Вологомір Testo 606-1». Визначення вологості залізобетонних конструкцій проводилось із метою корегування торирувальної (калібрувальної) кривої для уточнення та визначення міцності бетону (оскільки на показники приладу впливають температура та вологість навколишнього середовища, вологість бетону).

Стан бетону переважної більшості конструкцій класифіковано, як сухий. Підвищена вологість

спостерігається лише в місцях контакту конструкцій з водою — підвищена вологість конструкцій на глибину до 2 см та на висоту до 2 м від рівня води становить до 2,8% (зволожений стан бетону).

Міцність визначалася неруйнівним методом контролю за допомогою ультразвукового приладу «NOVOTEST ИПСМ». Визначені міцнісні характеристики бетону усіх конструкцій в цілому мають значення, вищі за проєктні.

У конструкціях виявлені лише окремі місця з пониженою міцністю бетону в зонах відшарування бетону, каверн, тріщин та місць замокань.

Подекуди, в локальних зонах вимороження, спостерігається понижена міцність бетону бичків, стоянів та їх облицювальних панелей на глибину до 2 см. Після зачищення місць бетону до неушкодженої поверхні (до 2 см) перед початком вимірювань, показники міцності бетону підвищуються до проєктних значень.



Рис. 15. Поверхнєве руйнування бетону облицювальних панелей стоянів, вилугування цементно-піщаного розчину швів



Рис. 16. Відкол бетону облицювальної панелі з оголенням арматури

Висновки та рекомендації

Згідно з [2], за результатами проведеного інструментального обстеження визначено наступні категорії технічного стану споруд:

- водозливна гребля — категорія 2, тобто задовільний (працездатний) стан;
- правобережний та лівобережний стояни — категорія 2, тобто задовільний (працездатний) стан.

Зважаючи на всі вищенаведені дефекти, для подальшої безпечної експлуатації та запобігання у подальшому погіршанню технічного стану гідротехнічних споруд у цілому, рекомендовано вжити таких заходів:

- виконати ремонт температурно-осадових швів водозливної греблі для забезпечення їх герметичності та запобігання подальшому потраплянню вологи вглиб бетону бичків (наприклад, після попереднього очищення обробити бетон швів ґрунтовкою Sika Primer-3N і заповнити шви еластичним герметиком Sikaflex PRO-3);
- відремонтувати всі облицювальні панелі бичків водозливної греблі та правобережного і лівобережного стоянів (наприклад, після попереднього очищення нанести адгезійний шар Sika MonoTop-1010 і ремонтний розчин Sika MonoTop-4012. Потім відремонтовані поверхні, які перебувають у зоні змінного рівня води, покрити епоксидною ґрунтовкою Sikafloor-150 і еластичним фінішним покрит-

тям Sikafloor-359, а в місцях вище можливого рівня води — захисним покриттям Sikagard-680 S);

- відновити герметизацію швів між облицювальними панелями водозливної греблі та правобережного і лівобережного стоянів (наприклад, після попереднього очищення встановити у шви обмежувальний шнур зі спіненого поліуретану. Потім обробити поверхні бетону швів ґрунтовкою Sika Primer-3N та заповнити шви еластичним герметиком Sikaflex PRO-3).

Звернемо увагу на те, що перераховані вище ремонтні матеріали не є обов'язковими до застосування в даному випадку і при виконанні ремонтних робіт можуть бути замінені матеріалами з аналогічними властивостями.

Також варто наголосити на необхідності усунення усіх виявлених і вище згаданих дефектів з використанням рекомендацій, зазначених у технічному звіті, який складено за результатами обстеження відповідно до [2, 3].

Підсумовуючи вище викладене, можна дійти висновку, що загалом бетонні споруди Дністровської ГЕС-2 перебувають у задовільному технічному стані, а виявлені дефекти наразі не несуть загрози роботі. Однак тут варто відзначити, що виявлені незначні дефекти теж вимагають уваги та вчасного усунення. Останнє убезпечить роботу ГЕС-2 від додаткових клопотів у майбутньому.

1. ДСТУ Б В.2.7-224:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. — С. 23
2. ДСТУ 9273:2024. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість. — Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2024. — С. 78
3. ДСТУ 3008:2015. Інформація та документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлювання — Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2015. — С. 31
4. Шимановський О.В., Шалінський В.В. Планове обстеження автодорожнього переходу по спорудах Дністровської ГЕС-1 // Промислове будівництво та інженерні споруди. — 2024. — № 2. — С. 2–6

Стаття надійшла 12.02.2025 р.

ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ НАВАНТАГ ПРИ ПРОЄКТУВАННІ СПОРУДИ ПОДВІЙНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ З ВЛАСТИВОСТЯМИ ПРОТИРАДІАЦІЙНОГО УКРИТТЯ, ПОЄДНАНОЇ З БУДІВЛЕЮ ЦИВІЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

В умовах військового стану захисні споруди подвійного призначення (СПП) із властивостями протирадіаційного укриття (ПРУ) мають критичне значення задля зберегання життя та здоров'я цивільного населення. В той же час гостро потребується забезпечення функціонування низки інфраструктурних об'єктів, які дають змогу підтримувати діяльність різноманітних установ, наприклад, закладів освіти. З цією метою розроблений проєкт СПП, над якою розташована конструктивно поєднана з нею будівля спортивної зали.

У такому випадку є цілком зрозумілим, що параметри основних несних конструкцій СПП повинні визначатися з урахуванням розрахункових зусиль від навантаг, що розподіляються на дві основні групи, перша з яких являє собою навантаги, при яких виникає найбільш несприятливе сполучення їх комбінацій, а також на зусилля від можливих осідань окремих частин споруди від експлуатації її надземної частини за функціональним призначенням, а друга — аварійні комбінації навантаг із урахуванням квазістатичного навантаження від повітряної ударної хвилі, а також від можливого руйнування розташованої вище будівлі, при цьому мусить також враховуватися маса ґрунту насипу над підземною частиною [1].

Розглянемо далі загальну схему несних конструкцій споруди. Її заглиблена у землю частина, а саме споруда СПП із властивостями ПРУ, рівень низу якої фактично збігається з рівнем ґрунтових вод, вирішена у вигляді залізобетонного монолітного безригельного каркаса, який складається з суцільної фундаментної плити завтовшки 600 мм, зовнішніх монолітних стін завтовшки 500 мм, колон перетином 600×600 мм і монолітного покриття завтовшки 600 мм, поверх якого влаштована ґрунтова засипка завтовшки 1000 мм.

Своєю чергою надземна частина споруди, а саме будівля спортивної зали, становить собою металевий рамно-в'язевий каркас, жорсткість



Ю. І. Гезенцвей,
доктор філософії

якого забезпечується завдяки застосуванню жорстких баз колон, системи вертикальних і горизонтальних в'язей і жорсткого з'єднання обох поясів ферм із колонами. Конструкція прогонів покриття прийнята балковою розрізною, з'єднання ригелів покриття з колонами — шарнірними, а торцеві ригелі покриття в осях Б — Д виконані нерозрізними.

Загальна розрахункова схема СПП із будівлею спортивної зали реалізована на пружній основі та представлена на рис. 1. У схемі фундаментна плита, зовнішні стіни, сходи, покриття підземної частини задані оболонковими скінченними елементами, колони — стрижневими скінченними елементами, контур перетинів колон у місцях перетинання з покриттям та фундаментною плитою — скінченними елементами абсолютно жорсткого тіла, пружна основа під фундаментною плитою визначена з використанням коефіцієнтів пружної основи, розрахованими зі застосуванням моделі Вінклера, а пружне перешкоджання зсуву фундаментної плити по ґрунту в горизонтальному напрямку, що імітує силу тертя плити по ґрунту, — скінченними елементами одновузлових в'язей, параметри яких розраховані за п. 6.1.2 [2].

Всі елементи металевого каркаса (колони, ферми, ригелі, в'язі) в схемі задані стрижневими скінченними елементами з встановленням шарнірів у відповідних конструктивних місцях.

Перейдемо до визначення розрахункових навантаг на СПП із властивостями ПРУ, поєднаної з будівлею спортивної зали. Вказане визначення проводиться у два послідовних етапи, на першому

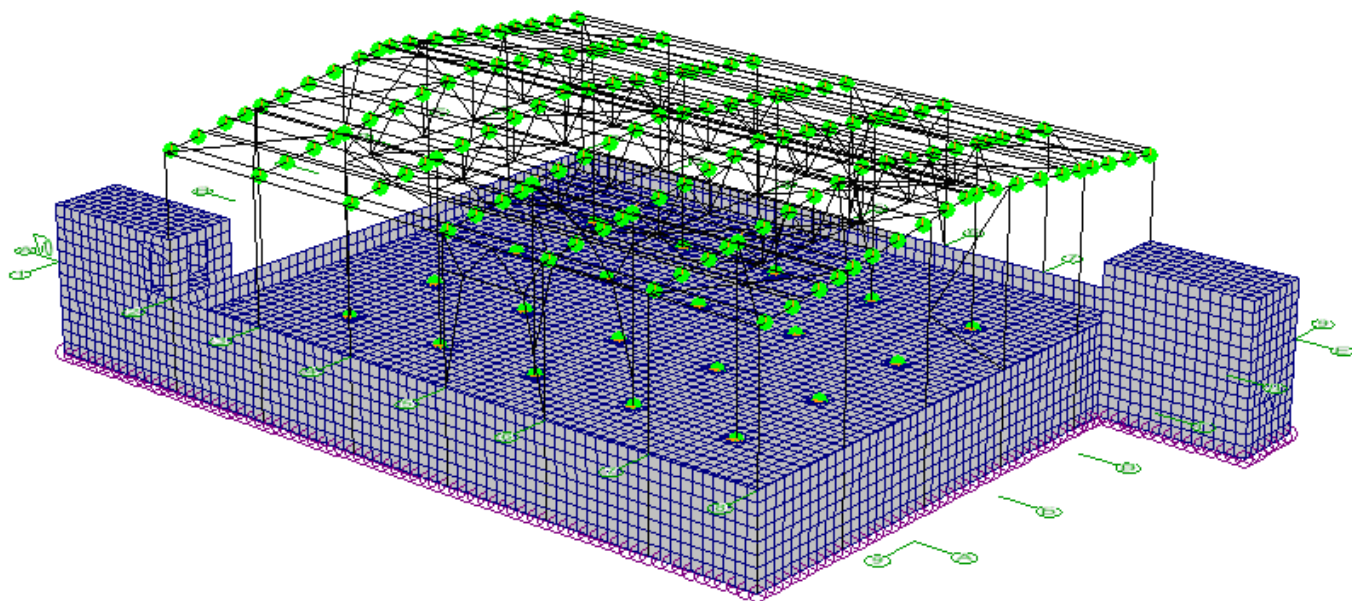


Рис. 1. Загальна розрахункова схема СПП із властивостями ПРУ з будівлею спортивної зали

з яких встановлюються значення постійних навантаж, а саме: власної ваги конструкцій спортзали і підземної частини й навантаги від тиску ґрунту, а також тимчасових навантаж від вітру та снігу згідно з вимогами [3, 4], а на другому — навантаж, властивих аварійному стану споруди, зокрема на її підземну частину та навантаги від зруйнованих конструкцій, які знаходяться вище СПП згідно з вимогами [1].

Оскільки визначення постійних і тимчасових навантаж відбувається у традиційний спосіб, то на описі цього підрахунку наразі зупинятися не будемо з метою зменшення обсягу статті, а зосередимося на визначенні навантаж аварійного стану споруди та притаманних цьому визначенню особливостей. І передусім згадаємо про те, що споруда, яка розглядається, становить собою заглиблену у землю СПП із надбудовою у вигляді конструктивно поєднаної з нею будівлі спортивної зали. З огляду на це та з метою безпосереднього визначення навантаж аварійного стану споруди застосовується наведена на рис. 2 і запозичена з рис. 14.1 [1] схема «е» (зауважимо, що як у цьому разі, так і надалі по тексті при посиланні на відповідні рисунки, пункти, таблиці та додатки нормативного документа за замовчуванням мається на увазі саме цей нормативний документ) прикладання приведених навантаж аварійного стану на конструкції СПП. Додатково звернемо увагу на те, що на рис. 2

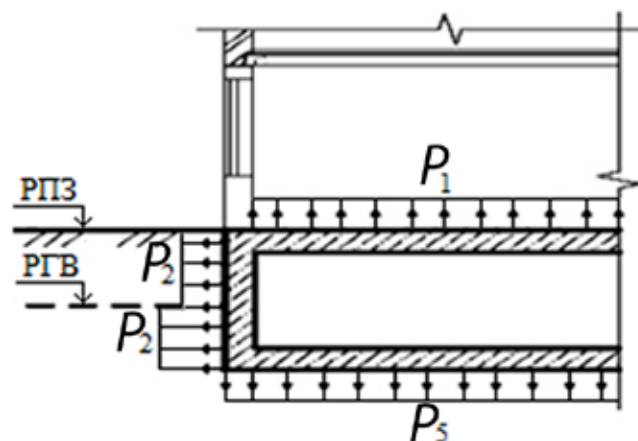


Рис. 2. Схема прикладання приведених навантаж аварійного стану на конструкції СПП:

P_1 — вертикальна на покриття; P_2 — горизонтальна на зовнішні стіни; P_3 — вертикальна на фундаменти

під РПЗ розуміється рівень поверхні землі, а під РГВ — рівень ґрунтових вод.

Також вкажемо на те, що розрахунковий надмірний тиск ΔP_{ex} для класу сховища П-І приймається відповідно до таблиці А.2 Додатка А і є таким, що дорівнює $100 \text{ кПа} = 10 \text{ т/м}^2$, а квазістатична навантаги на елементи залізобетонних конструкцій покриттів захисних споруд і СПП із відповідними захисними властивостями приймається відповідною приведений вертикальний навантазі P_1 за п. 14.1.2.2, помноженій на коефіцієнт динамічності K_d , значення якого наведені у таблиці 14.8. Оскільки споруда, що проектується, розташована

окремо, а під час її експлуатації допускається можливим виникнення залишкових переміщень і розкриття тріщин у розтягнутій зоні бетону, то згідно з таблицею 14.8 вона відповідає розрахунковій умові ІА, для якої величина коефіцієнта K_d становить 1,2.

У цьому випадку квазістатична вертикальна навантага на покриття $q_{ex,eqv}$ (іншими словами, поздовжнє зусилля від дії ударної хвилі на покриття) визначається за формулою

$$q_{ex,eqv} = P_1 \times K_d \quad (1)$$

а квазістатична горизонтальна навантага при розрахунку зовнішніх стін $q_{ex,eqv}$ (інакше кажучи, поздовжнє зусилля від дії ударної хвилі на зовнішні стіни) приймається як:

$$q_{ex,eqv} = P_{max} \times K_d \times K_o \quad (2)$$

причому приведена вертикальна навантага P_1 визначається згідно з п. 14.1.2.2 у такий спосіб:

$$P_1 = \Delta P_{ex} \quad (3)$$

а приведена горизонтальна навантага P_{max} визначається згідно з п. 14.1.2.3 наступним чином:

$$P_{max} = P_2 = 1,2 \times K_o \times \Delta P_{ex} \quad (4)$$

Зауважимо, що у правих частинах співвідношень (1) — (4) прийнято, що K_d — коефіцієнт динамічності, значення якого приймається для розрахункової умови ІА окремо для вертикальної навантаги за таблицею 14.8 (значення $K_d = 1,2$), а для горизонтальної навантаги — за таблицею 14.9 (значення $K_d = 1,0$); K_o — коефіцієнт, який

враховує зміну тиску на стіни внаслідок горизонтальної складової масової швидкості часток ґрунту за розрахунковою умовою ІА і дорівнює $K_o = 0,8$; K_o — коефіцієнт, що приймається за таблицею 14.3 і дорівнює $K_o = 0,5$.

Спираючись на наведені вище визначення, величину квазістатичної вертикальної навантаги на покриття визначимо як:

$$q_{ex,eqv} = P_1 \times K_d = \Delta P_{ex} \times K_d = 10 \text{ т/м}^2 \times 1,2 = 12 \text{ т/м}^2,$$

а величина квазістатичної горизонтальної навантаги на стіни буде дорівнювати:

$$q_{ex,eqv} = 1,2 \times K_o \times \Delta P_{ex} \times K_d \times K_o = 1,2 \times 0,5 \times 10 \text{ т/м}^2 \times 1,0 \times 0,8 = 4,8 \text{ т/м}^2.$$

Має сенс також зауважити, що поневаж низ фундаментної плити споруди СПП знаходиться практично на одному рівні з ґрунтовими водами (низ фундаментної плити має відмітку $-4,065$ м, а РГВ — -4 – $4,6$ м), то прийнято, що всі стіни навантажені однією і тією ж величиною квазістатичної горизонтальної навантаги.

Своєю чергою вертикальна квазістатична навантага на фундаментну плиту $q_{ex,eqv}$ визначається за п. 14.1.3.5 і при розрахунку суцільних фундаментних плит приймається такою, що дорівнює приведеній навантазі за п. 14.1.2.5, помноженій на коефіцієнт динамічності K_d , який приймається згідно з таблицею 14.11 для розрахункової умови ІВ. Тоді вертикальна квазістатична навантага на фундаментну плиту буде мати значення:

$$q_{ex,eqv} = P_5 \times K_d = \Delta P_{ex} \times K_d = 10 \text{ т/м}^2 \times 1,2 = 12 \text{ т/м}^2.$$

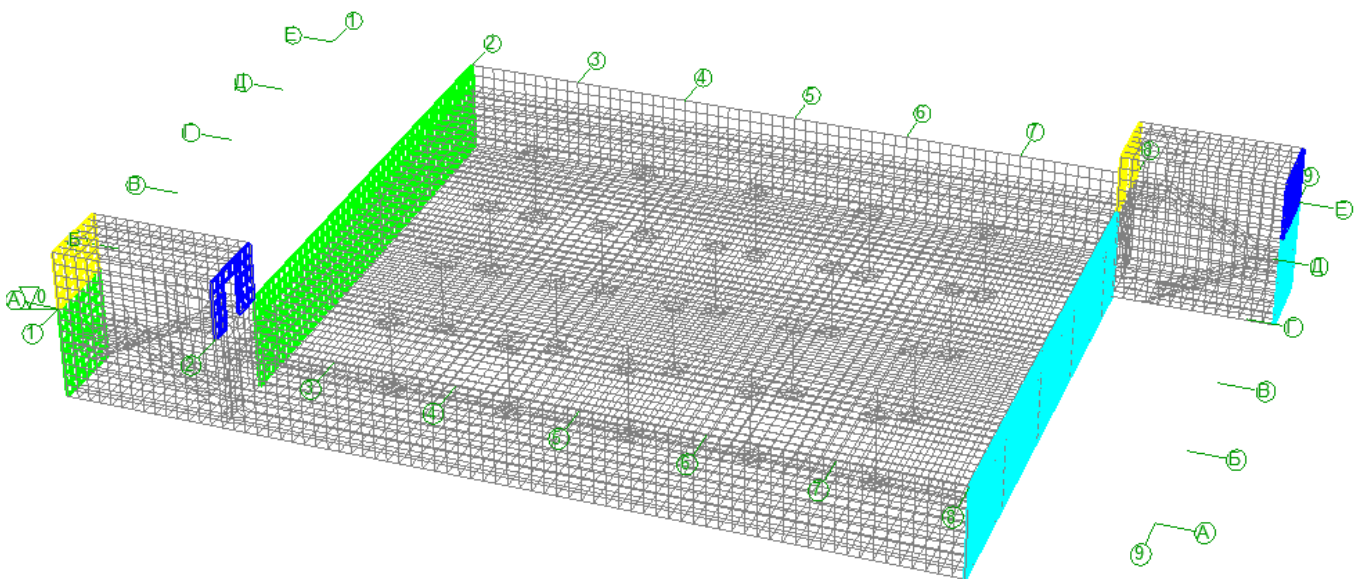


Рис. 3. Схема прикладання квазістатичної вертикальної навантаги

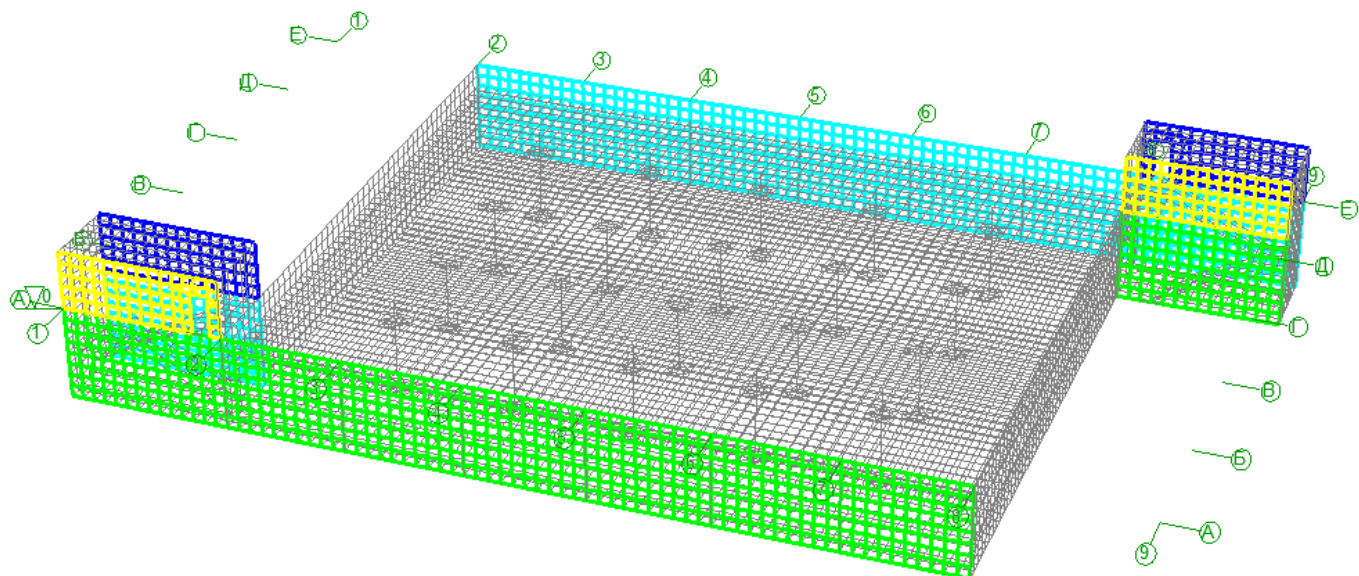


Рис. 4. Схема прикладання квазістатичної горизонтальної навантаги у повздовжньому напрямку

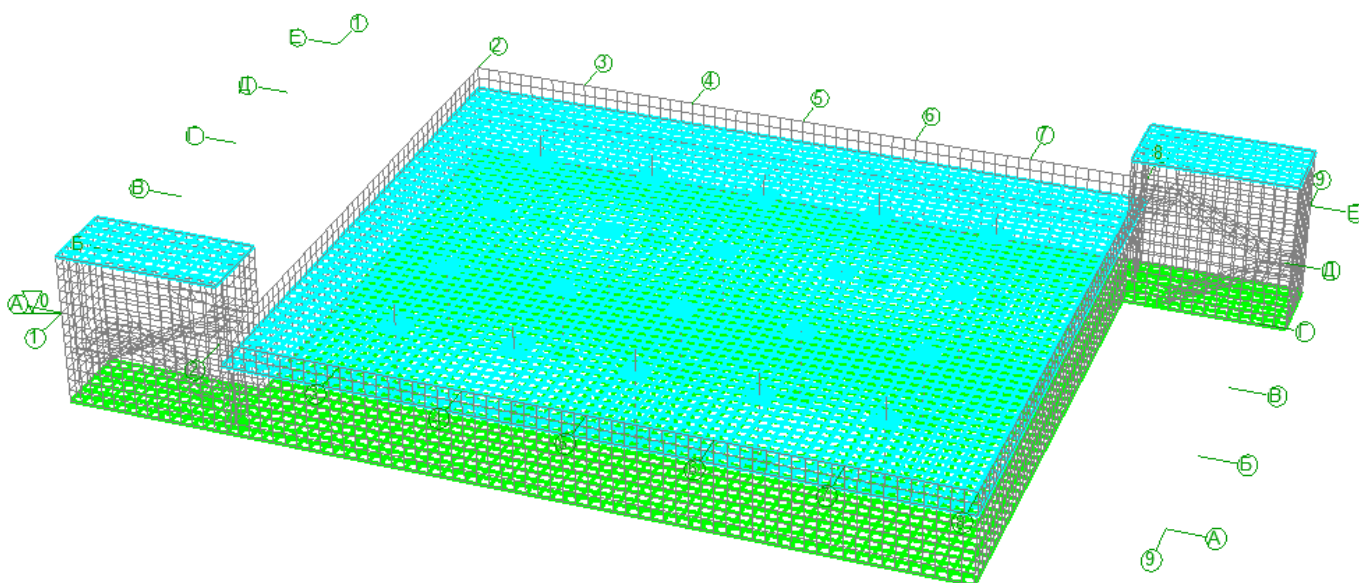


Рис. 5. Схема прикладання квазістатичної горизонтальної навантаги у поперечному напрямку

Схеми прикладання квазістатичних вертикальної та горизонтальної навантаж до розрахункової схеми СПП із будівлею спортивної зали наведені на рис. 3–5, причому на цих рисунках навантаги відтінені зеленим кольором.

Тепер перейдемо до розгляду визначення навантаги від зруйнованих конструкцій, які знаходяться вище СПП. Оскільки власна вага металевих конструкцій будівлі спортивної зали,

стінових і покрівельних сендвіч панелей, заповнення віконних і дверних отворів, цегляних перегородок, ваги снігового тиску тощо сукупно дорівнює $q_1 = 1,25 \text{ т/м}^2$, то приведена навантага від зруйнованих вище розташованих конструкцій становить

$$q_1 \times K_d = 1,25 \text{ т/м}^2 \times 1,2 = 1,5 \text{ т/м}^2,$$

де значення коефіцієнта динамічності згідно п. 14.1.1.1 таке, що дорівнює $K_d = 1,2$ із урахуванням можливості прогресуючого руйнування.

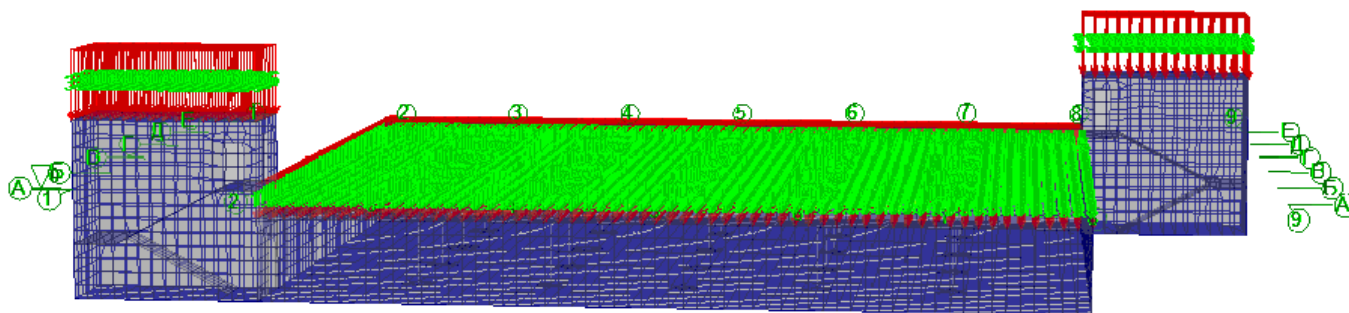


Рис. 6. Схема прикладання навантаги від зруйнованих конструкцій, які знаходяться вище СПП

Поза тим, згідно п. 14.1.3.9 прийнято, що власна вага від зруйнованих вище розташованих конструкцій, які знаходяться над перекриттями у входах до СПП, дорівнює $q_2 = 3 \text{ т/м}^2$, а відповідно приведена навантага — $q_2 \times K_d = 3 \text{ т/м}^2 \times 1,2 = 3,6 \text{ т/м}^2$.

А наприкінці зауважимо, що навантаги q_1 і q_2 , згідно з п. 14.1.1.3, необхідно враховувати лише в окремій аварійній комбінації навантаг (без врахування навантаг вибухового впливу) із коефіцієнтом комбінації, що становить 1,0. Тому при формуванні розрахункових сполучень навантаг ця навантага виключається з навантаги від ударної хвилі.

Схема прикладання навантаги від зруйнованих конструкцій, які знаходяться вище СПП, до його

розрахункової схеми наведена на рис. 6, причому на цьому рисунку навантага відтінена зеленим кольором.

Висновки. В статті описані особливості визначення розрахункових навантаг при проектуванні СПП із властивостями ПРУ, поєднаної з будівлею цивільного призначення, що створює умови для визначення оптимальних значень перетинів елементів металоконструкцій будівлі спортивної зали, конструктивних схем і перетинів армування й бетонних конструкцій підземної частини проєктованої споруди.

Стаття надійшла 27.02.2025 р.

1. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. — Київ: Мінрегіон України, 2023. — 112 с.
2. СНІП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. — Москва: Госстрой СССР, 1988. — 52 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. — Київ: Мінбуд України, 2006. — 65 с.
4. ДСТУ Б.В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. — Київ: Мінбуд України, 2006. — 15 с.

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ З АСФАЛЬТОБЕТОНУ ЛИТОГО НА ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ВІД ДІЇ ПНЕВМАТИЧНИХ КОЛІС ТРАНСПОРТНИХ ЗАСОБІВ ТА ТЕМПЕРАТУРИ

У статті наведено розроблені теоретичні аспекти з розрахунку конструкцій дорожнього одягу з асфальтобетону литого «Гусасфальт» на тріщиностійкість від дії транспорту і температури за сезонами року. Проведені натурні та експериментальні дослідження асфальтобетону литого «Гусасфальт» дозволили обґрунтувати вибір товщини дорожнього одягу із заданою довговічністю.

The article presents developed theoretical aspects of calculating road pavement structures made of cast asphalt concrete Gusasfalt for crack resistance from the effects of transport and temperature by season. Conducted field and experimental studies of cast asphalt concrete Gusasfalt allowed to justify the choice of the thickness of the road pavement with a given durability.

Ключові слова: асфальтобетон литий «Гусасфальт»; гідроізоляція «Елімінатор»; тріщиностійкість, колієстійкість, асфальтобетонне покриття.

Постановка проблеми. Мостові споруди є важливою складовою транспортної мережі не тільки міст, але й держави взагалі. Щорічно в Україні з'являються тисячі нових автомобілів, що призводить до зміни складу руху автомобільних потоків, збільшення вантажопідйомності та швидкості руху. В більшості Європейських країн введені обмеження щодо руху великовагових транспортних засобів по мостових спорудах з метою забезпечення збільшення терміну служби покриття і конструктивних елементів мостів, адже дорожній одяг на штучних спорудах працює в більш несприятливих умовах і відповідно до нього висуваються більші вимоги, ніж до нежорсткого дорожнього одягу. Дорожній одяг на мостових спорудах повинен бути стійкими до колієутворення при високих температурах, а також стійким до тріщиноутворення від дії транспорту та коливання температури. У зв'язку з переліченими умовами виникає потреба в розробленні та обґрунтуванні вибору конструкцій дорожніх одягів на мостових спорудах з підвищеною довговічністю при використанні якісних, нових, економічних матеріалів, що відповідають вимогам сучасних нормативних документів щодо експлуатації і проектування конструкцій дорожніх одягів.

Аналіз останніх досліджень. В Україні на автомобільних шляхах експлуатуються близько 16,1 тис. мостів і шляхопроводів, які побудовані за нормами 1962 р. (63%) та 1986 р. [1]. Найбільш розповсюдженим покриттям (більше 90%) на мостах та шляхопроводах, як і на самих автомобільних дорогах є асфальтобетон. Досвід експлуатації мостів показує, що забезпечити стійку роботу захисної зчпної



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



С. Ю. Аксьонов,
доцент кафедри «Мостів, тунелів
та гідротехнічних споруд»,
Національного транспортного
університету, к. т. н.



Р. С. Лісневський,
аспірант кафедри «Мостів,
тунелів та гідротехнічних споруд»,
Національного транспортного
університету

системи дорожнього одягу мостів — асфальтобетонного покриття — можливо тільки за умови забезпечення спільної роботи матеріалів дорожньої конструкції, яка має різні деформативні властивості. Обстеження і аналіз конструкцій дорожнього одягу мостів свідчить, що традиційні склади захисних шарів асфальтобетонного покриття не в повній мірі відповідають умовам експлуатації мостів. При цьому відсутнє зчеплення асфальтобетону з епоксидно-гудронним шаром гідроізоляції,

що відповідно призводить до появи різних видів деформацій: зсувів, колій, тріщин, а також до того, що термін служби дорожнього одягу не перевищує двох років [1–18].

Метою роботи є обґрунтування дорожнього покриття підвищеної тріщиностійкості та колієстійкості для металевої прогонової будови південного мостового переходу через р. Дніпро (далі — ПМП) за рахунок теоретичних та експериментальних досліджень.

З метою оцінки сучасного стану ПМП було проведено огляд дефектів асфальтобетонного покриття по кожній смузі руху, а також спільно з д.т.н., проф. Редченко В. П. були виконані дослідження деформацій, які виникають у прогоновій будові мосту під час руху транспорту (рис. 1, 2).

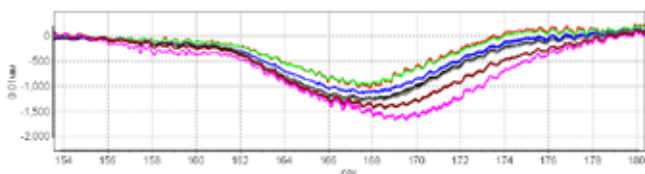


Рис. 1. Проїзд потяга метрополітену, картина деформації поперечника

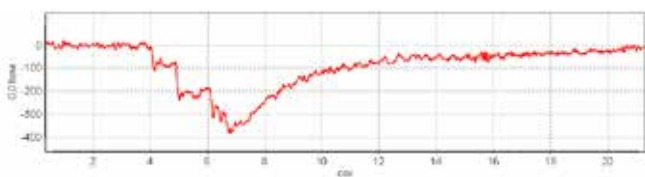


Рис. 2. Проїзд одиночної вантажівки (5 осей). Добре видно різке навантаження від кожної осі та поступове зменшення прогину при віддаленні вантажівки

Було встановлено, що власна частота коливань консолі близька до 7,4 Гц (за формою без викривлення фасадної лінії). Коливання консолі, завантаженої автомобілем, відбуваються за різними формами викривлення фасадної лінії в діапазоні частот від 4,5 Гц до 13,0 Гц. При цьому під час проїзду потяга метро явно відбувається підсилення амплітуд коливань консолі на частотах, близьких до 8,5 Гц.

Отримані дослідження показали, що при русі транспортного засобу по консолі мостового полотна ПМП діють сили інерції від коливань консолі, які збільшують тиск осі як мінімум в 1,2 раза. Це свідчить про те, що необхідно проводити розрахунок дорожнього одягу не на вісь вагою 115 кН, згідно з [2] табл. 3.1, а на вісь вагою 140 кН, а з урахуванням можливих перевантажень на вісь 150–160 кН (табл. 3.2) для забезпечення необхідної

тріщиностійкості асфальтобетонного покриття на ПМП.

Внаслідок чого були розроблені концептуальні положення з підвищення тріщиностійкості дорожнього одягу на ортотропній плиті ПМП.

Методика розрахунку асфальтобетонного покриття на мостах з підвищеною тріщиностійкістю та колієстійкістю [1–18]. Для оцінки температурної тріщиностійкості асфальтобетонного покриття на ортотропній плиті мосту необхідно отримати аналітичні залежності, що дозволяють прогнозувати температурні напруження в покритті при коливанні температур у добовому та річному циклах. Крім того, оцінка температурної тріщиностійкості повинна базуватися на умові граничного стану, що прогнозує утворення температурних тріщин у покритті при дії температурних напружень. З метою вирішення цих задач в даному розділі розглядаються основні розрахункові схеми роботи асфальтобетонного покриття на ортотропній плиті мосту при коливанні температури та встановлюються аналітичні залежності для прогнозування температурних напружень і оцінки температурної тріщиностійкості асфальтобетонного покриття. При цьому в детермінованій постановці використовується феноменологічний підхід, а асфальтобетон розглядається як квазіоднорідний ізотропний матеріал.

При виборі розрахункової схеми роботи асфальтобетонного покриття на ортотропній плиті мосту з точки зору його температурної тріщиностійкості виходили з найбільш несприятливих для нього умов появи горизонтальних нормальних розтягувальних температурних напружень при зміні температури. Бнали до уваги дані багатьох дослідників про те, що основною причиною утворення температурних тріщин в асфальтобетонному покритті є температурні розтягувальні напруження, що виникають в результаті мимовільного скорочення розмірів покриття при його охолодженні.

Для асфальтобетонного покриття на ортотропній плиті мосту причиною такого скорочення його поздовжніх розмірів є різниця коефіцієнтів лінійного температурного розширення (температурного деформування) асфальтобетону ($\alpha_{аб}$), покриття та металу ($\alpha_{очн}$) ортотропної плити. Як відомо, вони відрізняються у декілька разів, причому $\alpha_{аб} > \alpha_{очн}$.

Згідно з даними науковців, вважається, що так або інакше проблеми роботи асфальтобетонного покриття в зоні деформаційного шва вирішуються. В той же час одним із найбільш поширених питань на практиці є таке, коли асфальтобетонне покриття працює сумісно із ортотропною плитою мосту і між деформаційними швами та на його поверхні з'являються поперечні тріщини. Враховуючи, що на практиці можуть зустрічатись різні

випадки зв'язку між асфальтобетонним покриттям і ортотропною плитою мосту, розглядаються найбільш вірогідні варіанти такої роботи: асфальтобетонне покриття за рахунок надійної адгезії жорстко зчеплене із ортотропною плитою мосту (рис. 3) і при зміні температури вони температурно деформуються спільно. Горизонтальні нормальні напруження від дії транспорту можуть бути представлені схемою, що наведена на рис. 4.

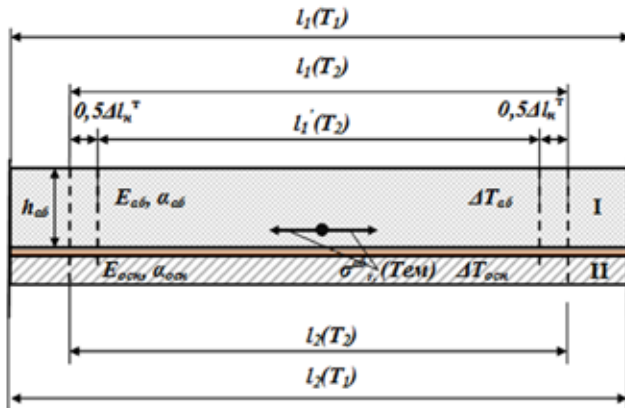


Рис. 3. Розрахункова схема асфальтобетонного покриття на ортотропній плиті мосту при зниженні температури: $h_{аб}$ — товщина асфальтобетонного покриття; $E_{аб}$, $E_{осн}$ — модуль пружності відповідно асфальтобетонного покриття та ортотропної плити мосту; $\alpha_{аб}$, $\alpha_{осн}$ — коефіцієнти лінійного температурного розширення відповідно асфальтобетонного покриття та металу; $\sigma_{y(Tem)}(t)$ — розтягувальні напруження від дії температури; $\Delta T_{аб}$, $\Delta T_{осн}$ — середня температура відповідно асфальтобетонного покриття та ортотропної плити; $l_1(T_1)$, $l_2(T_1)$ — довжина відповідно асфальтобетонного покриття та ортотропної плити до початку температурного скорочення; $l_1(T_2)$, $l_2(T_2)$ — довжина відповідно асфальтобетонного покриття та ортотропної плити після температурного скорочення; $l_1(T_2) = l_1(T_1)$; $l_2(T_2)$ — довжина асфальтобетонного покриття, яка була б при вільному температурному скороченні

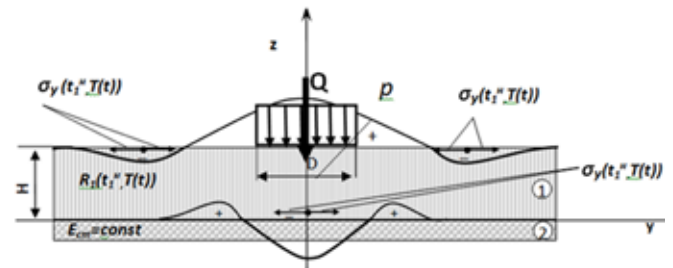


Рис. 4. Епюри горизонтальних нормальних напружень на поверхні та підшві асфальтобетонного покриття («Гусасфальту») при дії навантаження:
1 — асфальтобетонне покриття «Гусасфальт» (складається з двох шарів: нижнього ГА-15 завтовшки від 40 до 50 см та верхнього ГА-15 від 30 до 40 см) та гідроізоляційний матеріал «Елімінатор»;
2 — ортотропна плита.

Знаючи приведений час та застосовуючи функцію релаксації, а також інтегральне рівняння лінійної в'язкопружності спадкоємного типу Больцмана–Вольтера, знайдемо температурні напруження в асфальтобетонному покритті на ортотропній плиті ПМП для розробленої розрахункової схеми:

$$\sigma_{y(Tem)}^{аб}(t) = (\alpha_{аб} - \alpha_{осн}) \cdot \kappa_{аб} \left[E_{дг} + (E_{мт} - E_{дг}) \cdot \int_0^t \left(1 + \frac{e^{\frac{P \cdot (T_0 + k \cdot t - T_S)}{\Pi \cdot \kappa}} \left(e^{-P \cdot k \cdot (t - t_1)} - 1 \right)}{\eta} \right)^{-\lambda} d\tau \right], \quad (1)$$

де $d\epsilon(\tau) = k \cdot \alpha_{аб} d\tau$.

Нормальні розтягувальні напруження в асфальтобетонному покритті від дії транспорту можуть бути визначені за формулою

$$\sigma_{TP}(t) = \sigma_r(E(t, T), h_1 / D) \cdot p \cdot K_6. \quad (2)$$

Для визначення горизонтальних нормальних напружень при коливанні температури доцільно для граничного стану асфальтобетону використати критерій Бейлі [3, 4] для міри пошкодженості:

$$M_{\text{Тем}} = \int_0^t \frac{\sigma^{ab}(t)^{b(t,T)}}{B_t(t,T)} dt, \quad (3)$$

де B_t , b_t — постійні, в різній степені залежні від температури (наприклад, B_t значно більше залежить від температури T , ніж b_t).

Для визначення горизонтальних нормальних напружень при дії транспортного навантаження можна використати міру пошкодженості асфальтобетонного покриття на ортотропній плиті мосту, від дії транспорту, що буде мати вигляд:

$$M_{Tp} = \sum N_p \cdot \int_0^t \frac{\sigma_T(t)^{b(t,T)}}{B_t(t,T)} dt, \quad (4)$$

де K_y — коефіцієнт умови роботи, що відображає матеріалоемні, експлуатаційні та конструктивні фактори; $K_{\text{вд}}$ — коефіцієнт відновлення асфальтобетонного покриття [3, 5], що дорівнює 0,85; B , b — параметри функції довговічності; $[C_{\text{Тр}}]$ — гранично допустиме значення міри пошкодженості асфальтобетонного покриття на ортотропній плиті, приймається таким, що дорівнює добутку коефіцієнтів: довготривалості водостійкості, морозостійкості і агресивної водостійкості ($C_{\text{Тр}} = K_{\text{вд}} \cdot K_{\text{мрз}} \cdot K_a$); $\sum N_p$ — сумарна кількість проїздів розрахункового навантаження за термін служби асфальтобетонного покриття на ортотропній плиті ПМП [2].

Загальну міру пошкодженості асфальтобетонного покриття на штучних спорудах можна представити у вигляді:

$$M(t) = (M_{Tp} + M_{\text{Тем}}) \cdot K_{\text{в}} \leq [M] \cdot K_y. \quad (5)$$

У даному випадку міра пошкодження від зміни напружень з урахуванням сезонних добових і річних температурних коливань, а також від дії транспортних засобів (3) визначається за наступною залежністю:

де $n_{i(n)}$, $n_{i(o,b)}$, $n_{i(s)}$ — період сезону: літній, осінньо-весняний та зимовий відповідно;

$B_{\text{л}}$, $B_{\text{o,в}}$, $B_{\text{л}}$, $b_{\text{л}}$, $b_{\text{тo,в}}$, $b_{\text{тs}}$ — параметри функції довговічності асфальтобетону;

(Тем)

$$\sigma^{ab} = \sigma_{\text{л,о,в,з}}^p + \sigma_{\text{л,о,в,з}}^{\partial}$$

— температурні напруження в асфальтобетонному покритті, що залежать як від річних, так і добових

коливань у залежності від сезону.

З урахуванням представлених залежностей пропонується визначити розрахунковий термін служби T_p (в роках) асфальтобетонного покриття, за аналітичною залежністю:

$$T_p = \frac{[M] \cdot K_y}{M(t) \cdot K_{\text{в}}} \geq [T_{\text{роз}}], \quad (7)$$

де $T_{\text{роз}}$ — проектний строк служби асфальтобетонного покриття проїзної частини мостових споруд, що становить 15 років згідно з п. 7.2.5 [6–18].

Експериментальні дослідження. В якості дорожнього одягу на ортотропній плиті ПМП у відповідності до вимог [6] необхідно застосовувати водонепроникне покриття з мастикасфальту, «Гусасфальту», епоксидасфальту або інші з проектним строком служби 15 років і більше. Досліди проводились з використанням литого «Гусасфальту», оскільки він найчастіше використовується в якості асфальтобетонного покриття на мостах. Для визначення стандартних фізико-механічних та розрахункових характеристик асфальтобетону литого «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 10 мм і 15 мм було запроєктовано зерновий склад суміші асфальтобетонної литої у відповідності до [7]. При виготовленні асфальтобетону литого «Гусасфальт» використовували бітум, модифікований полімером, який відповідав вимогам [8].

Були встановлені коефіцієнти температурно-часового зміщення литого асфальтобетону «Гусасфальт» (табл. 1, 2), а також параметри функції довговічності (табл. 3).

$$M(t) = \left(n_{i(n)} \int_0^{t_i} \frac{dt}{B_{\text{л}} \cdot (\sigma_{\text{л}}^p + \sigma_{\text{л}}^{\partial})^{-b_{\text{л}}}} + n_{i(o,b)} \int_0^{t_i} \frac{dt}{B_{\text{o,в}} (\sigma_{\text{o,в}}^p + \sigma_{\text{o,в}}^{\partial})^{-b_{\text{тo,в}}}} + n_{i(s)} \int_0^{t_i} \frac{dt}{B_{\text{s}} (\sigma_{\text{s}}^p + \sigma_{\text{s}}^{\partial})^{-b_{\text{тs}}}} \right) + \sum N_p \int_0^{t_i} \frac{dt}{B \cdot (\sigma_{\text{Тр}}(t))^{-b}} [M] \cdot K_y, \quad (6)$$

Таблиця 1

Експериментально встановлено коефіцієнти температурно-часового зміщення $\alpha_T(T)$ асфальтобетону литого «Гусасфальт» і температурної чутливості p при $Q=20^\circ\text{C}$

Позначення складу	$\alpha_T(T)$ при (в $^\circ\text{C}$)					p , град $^{-1}$
	45	30	10	0	-10	
Гусасфальт-15	6,25	2,5	-2,5	-5	-7,5	0,25
Гусасфальт-10	6,0	2,4	-2,4	-4,8	-7,2	0,24

Таблиця 2

Термореологічні характеристики асфальтобетону литого

Позначення складу	Параметри функції температурно-часового зсуву		Параметри функції релаксації			
	$T_s, ^\circ\text{C}$	P , град $^{-1}$	H , МПа	B , МПа	r , с	m
Гусасфальт-15	20	0,25	31	30800	$0,6 \cdot 10^{-5}$	0,35
Гусасфальт-10	20	0,24	29	29985	$0,6 \cdot 10^{-5}$	0,35

Таблиця 3

Визначення показника довговічності асфальтобетону литого «Гусасфальт»

Показники функції довговічності		m	Температура, $^\circ\text{C}$	Асфальтобетон литий
b	B			
2,67	3,076	0,37	20°C	ЛАБ-10
2,78	3,195	0,36	20°C	ЛАБ-15
5,20	6,351	0,19	0°C	ЛАБ-10
5,38	6,451	0,19	0°C	ЛАБ-15

Для визначення розрахункового опору розтягу при вигині, скористаємося отриманими результати границі міцності на розтяг при вигині асфальтобетону литого «Гусасфальт», що наведені в таблиці 4.

Таблиця 4

Визначення міцності на розтяг при згині асфальтобетонних зразків-балочок

Шифр	$T, ^\circ\text{C}$	V , мм/хв	l , см	$R_{\text{зг}}$, МПа, середнє значення	Середнє квадратичне відхилення, σ	Коефіцієнт варіації, K_v %
ГА-10	20	128	12	4,87	0,26	5,38
		100	14	4,43	0,70	15,84
	0	128	12	15,22	0,77	5,07
		100	14	14,97	0,43	2,88
ГА-15	20	128	12	6,10	0,62	10,21
		100	14	4,76	0,41	8,63
	0	128	12	15,38	1,29	8,39
		100	14	16,07	1,30	8,09

Дані результати показують суттєву зміну границі міцності на розтяг при згині «Гусасфальт» від швидкості випробувань і температури. Асфальтобетон литий «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 15 мм при температурі 20°C та 0°C і швидкості випробування 128 мм/хв та 100 мм/хв має більшу міцність на розтяг при згині в 1,1–1,25 раза у порівнянні з «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 10 мм, а «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 15 мм при температурі 0°C

і швидкості випробування 128 мм/хв та 100 мм/хв більшу міцність на розтяг при згині в 1,1–1,25 раза у порівнянні з «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 10 мм.

Результати показника довговічності асфальтобетону литого «Гусасфальт» (табл. 5) показали, що довговічність в асфальтобетоні литому «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 15 мм більша в 1,03–1,04 раза у порівнянні з асфальтобетоном литим «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 10 мм.

Проведені випробування щодо визначення глибини вдавлювання штампу, відповідно до [8], на зразках-кубах розміром $7,07 \times 7,07 \times 7,07$ (см), вдавлювання штампу площею 5 см^2 за температури 40°C після 30 хв, 60 хв дії навантаження 525 Н показали, що асфальтобетон литий «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 15 та 10 мм відповідає вимогам згідно з [8, 9]. Отримані результати показали, що «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 15 мм більш стійкий до вдавлювання штампу в 1,2 раза у порівнянні з «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 10 мм.

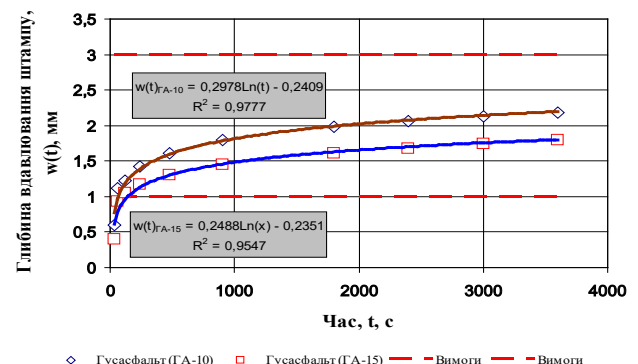


Рис. 5. Залежність глибини вдавлювання штампу в асфальтобетоні литому «Гусасфальт» від часу дії навантаження.

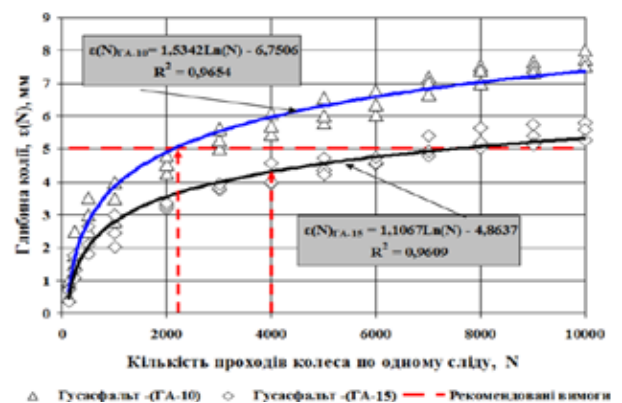


Рис. 6. Залежність глибини колії асфальтобетону литого «Гусасфальт» від кількості проходів огубленого колеса по одному сліду

В той же час, аналіз отриманих результатів глибини колії асфальтобетону литого «Гусасфальт» перевіряли на відповідність вимогам (рис. 6). Так наприклад, «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 15 мм (ГА-15) після двох тисяч проходів колеса глибина колії від нормативного значення 5 мм менше на 0,65 раза для «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 10 мм (ГА-10) менше на 0,91 раза, після чотирьох тисяч для ГА-15 менше на 0,83 раза, а для ГА-10 більше 1,2 раза, після шести тисяч для ГА-15 менше на 0,92 раза, а для ГА-10 більше 1,28 раза, після восьми тисяч для ГА-15 більше на 1,1 раза, а для ГА-10 більше 1,46 раза, після десяти тисяч для ГА-15 більше на 1,11 раза, а для ГА-10 більше 1,55 раза. Результати показали, що «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 15 мм відповідає нормативним вимогам після

проходу колеса по одному сліду 4000 разів. Порівняння результатів показали, що «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 15 мм в 1,3–1,4 раза стійкіший до колієутворення у порівнянні з «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 10 мм.

Отримані результати дозволяють нам рекомендувати застосування асфальтобетону литого «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 15 мм знизу покриття на проїзній частині Південного мостового переходу, а зверху «Гусасфальт» з максимальною крупністю зерен 10 мм.

Для комплексного дослідження характеристик литого асфальтобетону «Гусасфальт», були виконані випробування з визначення міцності зчеплення між асфальтобетоном литим «Гусасфальт» з гідроізоляцією та основою при зсуві (рис. 7, 8).



Рис. 7. Зразки-композити термостатуються в сушильний шафі за температури 50°C



Рис. 8. Перевірка міцності зчеплення між «Гусасфальтом» і гідроізоляцією «Елімінатор», яка знаходиться на металевому диску

Таблиця 5

Розрахункове граничне напруження при зсуві

Напруження на контактні шарів при гальмуванні	Параметри режиму випробувань		Зсувне дотичне зусилля, кгс			Коефіцієнт тертя, f	Питоме зчеплення C , МПа	Розрахункове дотичне напруження, МПа для розрахункових автомобілів / коефіцієнт запасу			Примітка
	Тиск на зразок σ , МПа	Швидкість ходу плити пресу, мм/хв	Середнє значення, $T_{п(ср)}$	Коефіцієнт варіації, $K_v\%$	Експериментальне значення дотичних напруження τ , МПа			А1	А2	Б	
Повільному	0,3	3	503	10,20	0,30	0,61	0,12	0,61 1,36	0,48 1,50	0,42 1,68	Асфальтобетон литий «Гусас-фальт» ГА-15 + гідроізоляція «Елімінатор» + металева основа
	0,7		909	8,93	0,54						
Екстремальному	0,3	100	697	8,77	0,42	0,74	0,20	0,79 1,41	0,64 1,52	0,56 1,60	
	0,7		1190	12,55	0,71						

Із отриманих даних (табл. 6) видно, що коефіцієнти запасу міцності по розрахунковому граничному напруженню при зсуві між асфальтобетоном литим «Гусасфальт» ГА-15 і гідроізоляцією «Елімінатор» та металевою основою складають для розрахункових автомобілів групи А1 від 1,31 (1,30), для розрахункових автомобілів групи А2 — від 1,47 (1,54), для розрахункових автомобілів групи Б — від 1,60 (1,78), значення коефіцієнтів запасу міцності по розрахунковому граничному напруженню при зсуві в дужках відповідають випробуванням при екстремальному гальмуванні, а в не дужках при повільному гальмуванні відповідно до [10].

Таблиця 6

Результати дослідження тріщиностійкості асфальтобетону литого «Гусасфальт» ГА-15

Кількість циклів	Час до руйнування експер., $t_p^{\text{експ}}, \text{с}$	Граничне напруження експер., $\sigma_{\text{експ}}, (\text{при } T=20^\circ\text{C}, V_0=0,039 \text{ МПа/с}), \text{МПа}$	Час до руйнування теор., $t_p^{\text{теор}}, \text{с}$	Граничне напруження теор., $\sigma_{\text{теор}}, (\text{при } T=20^\circ\text{C}, V_0=0,039 \text{ МПа/с}), \text{МПа}$	$\delta, \%$
0	108	4,227	103	4,409	4,13
10	2497,2	3,804	2493,322	3,950	3,69

Результати експериментального та розрахункового визначення граничних температурних напружень та часу до руйнування зразків литого асфальтобетону після десяти циклів охолодження наведені в таблиці 7. Вони свідчать, що результати експериментальних випробувань підтверджують теоретичні розрахунки.

Таким чином із таблиці 6 випливає, що в результаті впливу попередньо створених температурних напружень при десяти циклах охолодження — нагрівання на зменшення механічної втоми асфальтобетону литого міцність його зменшилась в 1,1 раза. Це свідчить про те, що асфальтобетон литий «Гусасфальт» володіє високою еластичністю (деформативністю) при низьких температурах, що дозволяє йому не пошкоджувати свою структуру при коливанні температур. Тому ці результати ще раз підтверджують доцільність застосування асфальтобетону литого «Гусасфальт» на ортотропній плиті ПМП. Отримані результати свідчать, що теоретичні розрахунки задовільно узгоджуються з експериментальними даними. Це вказує на можливість застосування аналогічних залежностей, отриманих на основі положень кінетичної теорії міцності твердих тіл для розрахунку на тріщиностійкість асфальтобетонного покриття «Гусасфальт» на ПМП.

Оцінка впливу транспортних засобів на дорожнє покриття ПМП. Застосування чисельного моделювання обумовлюється тим, що схеми навантаження ускладнюються і потребують просторового вирішення задачі з метою підвищення якості проектування покриття мостового переходу. Тривимірне моделювання має за основну мету усунути недоліки дослідження силового навантаження та міцнісних характеристик покриття під навантаженням від транспорту у плоскій постановці. Це дає можливість більш об'єктивно оцінити ефективність взаємодії ходового обладнання транспорту з покриттям мостового переходу з огляду на мінімальну зміну покриття.

Для цього широко застосовують інженерно-розрахункові комплекси типу Ansys, SolidWorks, Inventor та ін., які дозволяють використовувати встановлені особливості поведінки покриття під навантаженням.

Використання таких комплексів зменшує терміни виконання технічних розрахункових операцій, суттєво скорочує термін отримання результатів досліджень та строки проектування. Крім кількісних показників, використання таких комплексів дає можливість отримати візуально якісну картину отриманих результатів.

Модель частини мостового переходу виконана в середовищі Mechanikal Desktop.

На покриття мостового переходу діє тиск P від коліс транспортних засобів, що рухаються в три ряди по мостовому переходу. Тиск P розподілений рівномірно по плямі контакту. Відстань між колесами прийнята 2100 мм. Покриття розглядається при виконанні розрахунків як пружне тіло та статично не визначена конструкція мостового переходу.

В якості змінних факторів, які, на нашу думку, чинитимуть найбільш суттєвий вплив на зміну напруженого стану покриття (розтягувальні напруження), при інших незмінних умовах, прийнято наступні: X_1 — товщина покриття, h , мм; X_2 — тиск від транспортних засобів на покриття, P , МПа; X_3 — модуль пружності покриття, E , МПа; X_4 — діаметр плям контакту, D , мм.

Рівні змінних факторів та інтервали їх варіювання вибрані на основі аналізу типів покриття, його властивостей, навантажень та плям контакту від транспортних засобів.

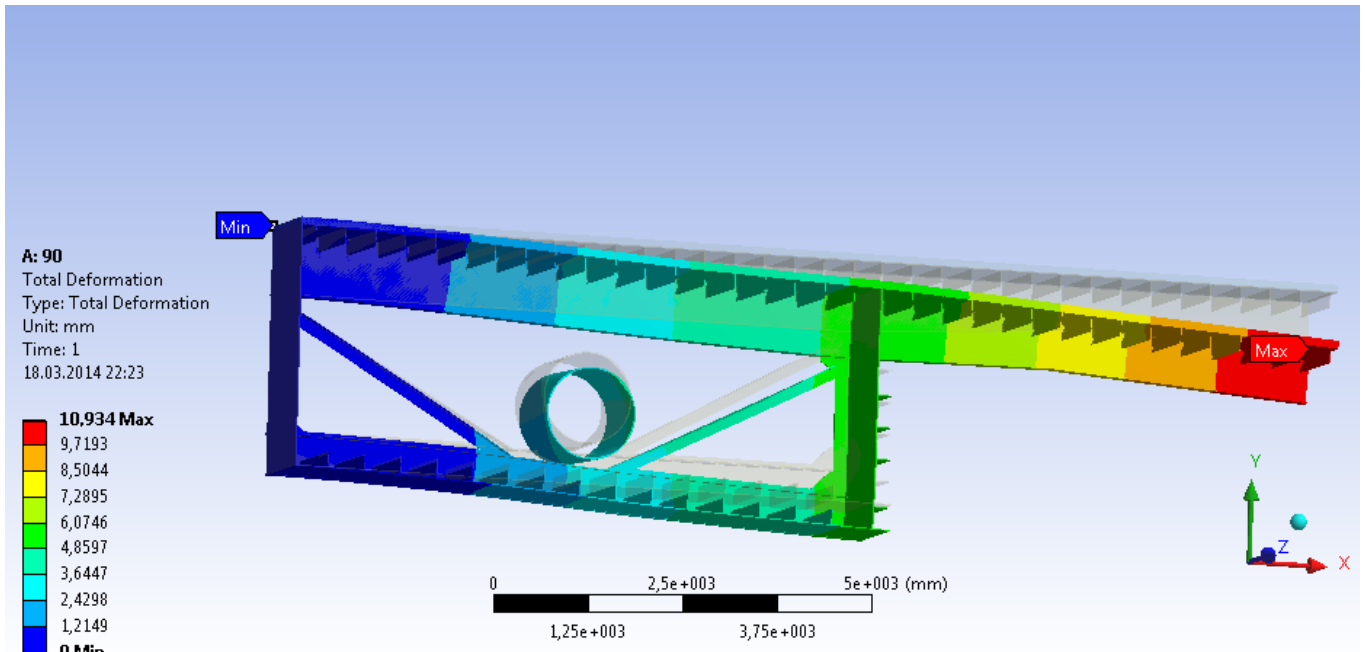


Рис. 9. Ізополю деформацій мостового переходу від дії транспорту

При зміні значень будь-яких вихідних факторів є можливість отримання функціональної залежності напружень у характерних точках від зміни цього фактору. Визначення напруженого стану в точках масиву покриття від зміни декількох факторів потребує проведення факторних експериментів з об'єктивним вибором комбінацій значень необхідних параметрів. У результаті можна отримати математичну модель (ММ) напружень у характерних точках ґрунтового масиву від зміни зовнішніх факторів.

Типовий приклад результатів розподілу ізополів деформацій частини мостового переходу, при навантаженні його ходовим обладнанням транспорту наведено на рис. 9.

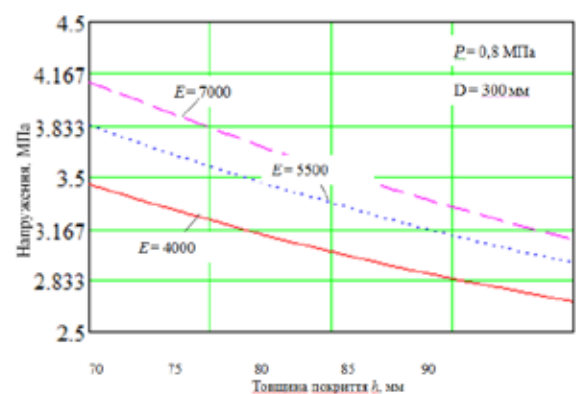
На основі отриманих результатів можна дійти висновку про те, що максимальні ізополю деформацій розповсюджуються в консольній частині споруди. Максимальні деформації складають 10,9 мм. Такі результати збігаються з даними, що отримані у результаті експериментальної перевірки деформацій у консольній частині мосту від дії транспорту, що складають 10 мм. Різниця не перевищує 9%, що може свідчити про достатньо високу збіжність результатів, отриманих експериментально та на моделі.

Аналіз ступеня впливу вихідних факторів $X_1 \dots X_4$ та їх комбінацій на зміну значень нормальних розтягувальних напружень по осі ОХ у верхньому шарі покриття свідчить про те, що серйозний вплив

чинять: зменшення товщини та модуля пружності покриття, а також зростання тиску від транспортних засобів та діаметра плями контакту.

Нашим завданням є визначення раціональних значень товщини покриття, аби значення нормальних розтягувальних напружень по осі ОХ у верхньому шарі покриття були допустимими та мінімальними.

За результатами виконаних чисельних досліджень наведемо графічні залежності зміни нормальних розтягувальних напружень у покритті при зміні товщини шару h . На рис. 10. побудовано залежність зміни нормальних розтягувальних напружень у покритті при зміні товщини шару h при тиску на покриття 0,8 МПа та діаметрі контакту 300 мм.


 Рис. 10. Зміна нормальних розтягувальних напружень у покритті при зміні товщини шару h

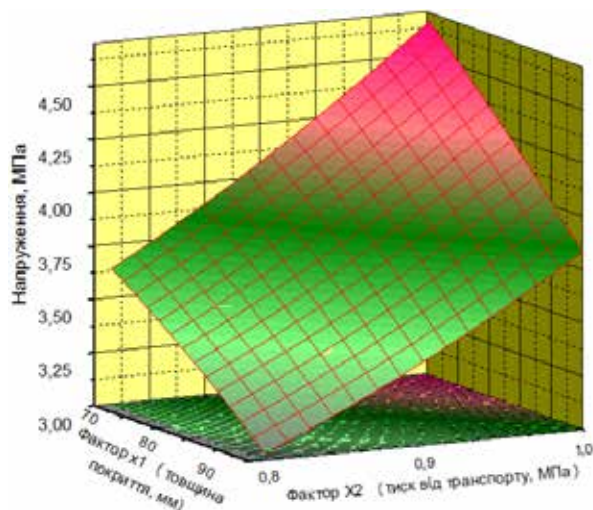


Рис. 11. Зміна нормальних розтягувальних напружень у покритті при зміні товщини шару h та тиску транспорту на поверхню

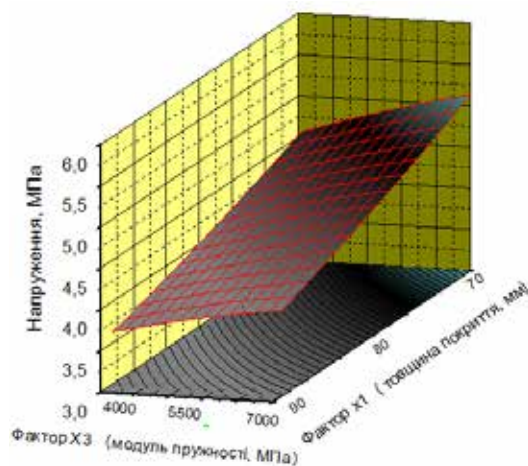


Рис. 12. Зміна нормальних розтягувальних напружень у покритті при зміні товщини покриття та модуля пружності матеріала

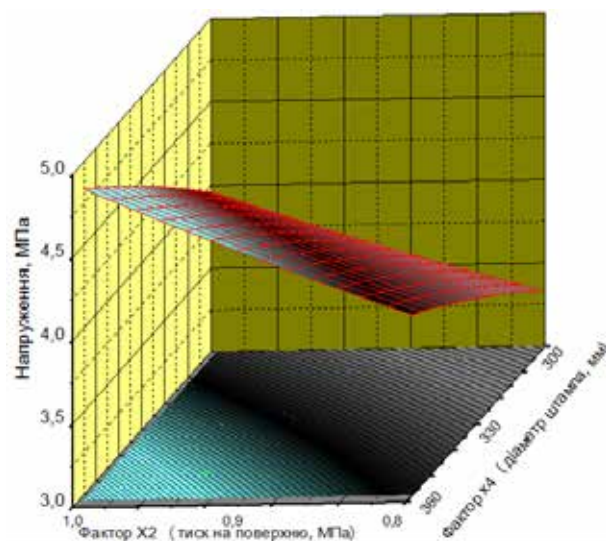


Рис. 13. Зміна нормальних розтягувальних напружень у покритті при зміні тиску на покриття та діаметра штампа

Аналіз таких залежностей підтверджує прогноз про те, що збільшення товщини шару покриття призводить до зменшення розтягувальних напружень у ньому (рис. 11), вплив товщини покриття і модуля пружності матеріалу, а також тиску на покриття і діаметра штампу на нормальні розтягувальні напруження представлено на рис. 12–13.

Аналіз результатів досліджень дозволяє дійти висновку, що найменші значення розтягувальних

напружень будуть спостерігатись при товщині покриття 90 мм та діаметрі штампа 300 мм. При цьому напруження в покритті не перевищуватимуть 3,7 МПа.

У відповідності до розрахунків та експериментальних досліджень можна рекомендувати варіанти товщини асфальтобетонного покриття литого системи «Гусасфальт» та гідроізоляцію «Елімінатор» для застосування на Південному мостовому переході згідно з рис. 14 та таблицею 7.

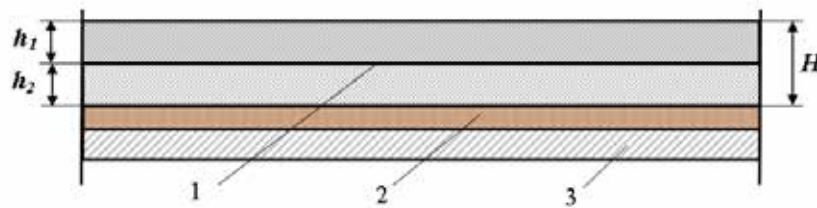


Рис. 14. Схема асфальтобетонного покриття:
1 — шари литого асфальтобетону «Гусасфальт»; 2 — мембрана Eliminator®;
3 — ортотропна плита; h_1 — товщина верхнього шару покриття;
 h_2 — товщина нижнього шару покриття;
 H — товщина литого асфальтобетонного покриття «Гусасфальт».

Таблиця 7

Рекомендовані товщини покриття з «Гусасфальта»

Загальна товщина покриття з «Гусасфальта», H , мм	Товщина нижнього шару ГА-15 h_1 , мм	Товщина нижнього шару ГА-10 h_2 , мм	Розрахунковий експлуатаційний термін служби покриття, t , р.	
			При розрахунковому тиску	
			0,8 МПа	1,0 МПа
70	40	30	18,9	16,0
80	40	40	25,2	18,9
90	50	40	30,0	21,4

Висновки. Отримано закономірність зміни горизонтальних розтягувальних напружень в асфальтобетонному покритті металевої транспортної споруди в залежності від основних змінних чинників. Запропоновано умову граничного стану асфальтобетонного покриття за тріщиностійкістю з урахуванням різного часу дії навантаження на розтяг при згині.

Наведено удосконалений метод розрахунку довговічності за тріщиностійкістю асфальтобетонного покриття на металевих транспортних спорудах з урахуванням спільного впливу зміни

температури та дії пневматичних коліс транспортних споруд.

Встановлено існуючі деформації, які виникають на ПМП, здійснено моделювання напружено-деформативного стану конструкції проїзної частини мосту за допомогою відповідних програм. Розроблено і обґрунтовано вибір конструкції асфальтобетонного покриття на мостах з використанням «Гусасфальту» різної гранулометрії, визначені його фізико-механічні характеристики, встановлено, що зі збільшенням товщини дорожнього одягу термін експлуатації асфальтобетонного покриття на мостах суттєво підвищується.

- [1] Коваль П. М. Характеристика технічного стану існуючих мостів України // Дороги і мости. Збірник наукових статей. Вип.1.— Київ, 2003.— С. 15–22.
- [2] Онищенко А. М. Моделі та методи оцінювання технічного стану транспортних споруд в особливих умовах. Теорія і практика. Монографія. / А.М. Онищенко, І.А. Карнаков, Д.Ю.Гусев, Д.І. Микитюк, Р.С. Лісневський, В.В. Ковальчук.— Київ: «Видавництво Людмила», 2023.— 164 с. (ISBN978–617–555–087–8)
- [3] Onyshchenko Artur. Determining the residual service life of polymer-modified asphalt concrete pavement on road bridges / Artur Onyshchenko, Vitalii Kovalchuk, Olexiy Zagorodniy, Vadym Moroz // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies.— Kharkov.— № 3/1(123) 2023 — p.41–51. DOI: 10.15587/1729–4061.2023.279006. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus). <https://journals.uran.ua/eejet/article/view/279006>
- [4] Kovalchuk Vitalii. Assessing the stresses and magnitude of plastic hinge in a tunnel conduit made of precast metal corrugated structures taking into account the soil backfill parameters / Vitalii Kovalchuk, Ihor Karnakov, Artur Onyshchenko, Oleksiy Petrenko, Roman Boikiv // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies.— Kharkov.— № 4/7(124) 2023 — p.43–53. DOI: 10.15587/1729–4061.2023.285893. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus). <https://journals.uran.ua/eejet/article/view/279006>
- [5] Онищенко А. М. Альбом типових конструкцій дорожнього одягу автомобільних доріг міста Києва з урахуванням ґрунтово-геологічних особливостей: навчальний посібник для закладів вищої освіти / А. М. Онищенко, І. П. Гамеляк, В. В. Ковальчук, М. В. Гаркуша, О. Е. Цеханський, О. В. Федоренко, Р. С. Лісневський, В. С. Мороз, І. В. Весіч, Д. Ю. Гусев, О. І. Риковцев, Б. О. Вишнівський, Є. П. Плазій, С. Ю. Цепелев, О. В. Загородній, О. В. Здольник, І. О. Мірчук.— Київ «Видавництво Людмила», 2023.— 312 с. (ISBN978–617–555–088–5)
- [6] ДБН В.2.3–22:2009 Мости та труби. Основні вимоги проектування
- [7] ТУ У В.2.7–23.9–37566239–001:2012. Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон литі “Гусасфальт”
- [8] ДСТУ Б В.2.7–135:2007. Будівельні матеріали. Бітуми дорожні, модифіковані полімерами. Технічні умови
- [9] СОУ 42.1–37641918–106:2013. Будівельні матеріали. Суміші асфальтобетонні та асфальтобетон литі. Технічні умови.
- [10] Онищенко А. М. Метод розрахунку міцності зчеплення асфальтобетонного покриття з проїзною частиною мосту при зсуві від дії екстремального гальмування транспортного засобу // Вісник Вінницького політехнічного інституту. — 2016. — С. 12–19
- [11] Онищенко А. М. Проектування зернового складу асфальтобетону підвищеної коїстійкості з оптимізацією за показником розрахункового строку служби. International scientific and practical conference “World science”. 2017. № 4(20), Vol.2. P. 32–35. ISSN2413–1032. Видання входить до наукометричних баз даних: Index Copernicus, eLIBRARY.
- [12] Kovalchuk V. Procedure for determining the thermoelastic state of a reinforced concrete bridge beam strengthened with methyl methacrylate / Vitalii Kovalchuk, Yuliya Sobolevska, Artur Onyshchenko, Olexandr Fedorenko, Oleksandr Tokin, Andrii Pavliv, Ivan Kravets, Julia Lesiv // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies.— Kharkov.— 4/7 (112), 2021.— pp. 26–33. doi: 10.15587/1729–4061.2021.238440.
- [13] Густелев О. О., Гуляев В. І., Гайдачук В. В., Мозговий В. В., Заєць Ю. О., Шевчук Л. В., Шлюнь Н. В. Термопружний стан багатопшарових дорожніх покриттів // Монографія — К.: НТУ, 2018.— 252 с.
- [14] Onyshchenko, A., Ostroverkh B., Potapenko, L., Kovalchuk, V., Zdolnyk, O., & Pentsak, A. (2024). Devising a procedure for integrated modeling of riverbed shape in the area of bridge crossing in order to avoid dangerous washing erosion. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, 1(1 (127), 23–32. <https://doi.org/10.15587/1729–4061.2024.298675>. <https://journals.uran.ua/eejet/article/view/298675>
- [15] A. M. Onyshchenko, I. O. Mirchuk. Ensuring increased durability of pavement on reinforced concrete road bridges. World Science 2024. 1(83). DOI: https://doi.org/10.31435/rsglobal_ws/30032024/8126
- [16] Надійність та довговічність транспортних і гідротехнічних споруд: навчальний посібник / А. М. Онищенко, А. І. Лантух-Лященко, О. О. Давиденко, М. В. Гаркуша, О. І. Риковець.— Київ: «Видавництво Людмила», 2024.— 188 с. https://doi.org/10.32751/Mono_nadiy2024
- [17] Онищенко А. М. Забезпечення надійності та довговічності гідротехнічних споруд транспортного будівництва з дорожніх водопропускних труб в умовах експлуатації. Монографія. / А. М. Онищенко, В. В. Ковальчук, М. В. Гаркуша, М. Н. Цивін, І. А. Карнаков, Р. В. Мошківський.— Київ: «Видавництво Людмила», 2023.— 179 с. (ISBN978–617–555–206–3)
- [18] Онищенко А. М. Теоретичні та практичні методи оцінювання надійності і довговічності транспортних споруд: монографія/ Онищенко А. М., Лантух-Лященко А.І., Мішутін А. В., Твардовський І. О., Здольник М. В. — Київ: «Видавництво Людмила», 2024. — 164 с. (ISBN978–617–555–233–9) https://doi.org/10.32751/Mono_otsin2024

УДК 624.012.45

МЕТОДИКА ОБЧИСЛЕННЯ ТЕМПЕРАТУР ПОВЕРХОНЬ ҐРУНТІВ І ЗОВНІШНЬОГО ПОВІТРЯ НА ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ

Анотація. На території Закарпатської області досліджені дев'ять видів ґрунтів, які знаходяться на відповідних відмітках над рівнем Балтійського моря: бурі гірсько-лісові (300–1470 м), бурі лісові опідзолені (850 м), підлісні та торф'янисто-опідзолені (300–1470 м), дерново-буроземні та лучно-буроземні (1470 м), буроземно-підзолисті або бурозено оглеєні (200 м), буроземи кислі вилуговані (200 м), лучно-буроземні слабо глейово-елювіальні (300 м), лучно-буроземні (200 м).

Обчислення температур поверхні ґрунту і відповідного їм зовнішнього повітря проведено на базі даних 9-ти метеостанцій, які фіксувались у 2013–2015 роках, і знімків супутника "Landsat 8", оброблених за програмою "Arc Map 10" для картографічного відображення та програмою "Global Mapper" для об'ємних зображень в тих же роках.

Наведена методика обчислення досліджених температур 9-ти видів поверхонь ґрунтів і відповідних їм температур зовнішнього повітря та аналіз отриманих результатів.

Abstract. On the territory of Zakarpattia oblast, the following nine types of foundations were studied, which are found at the corresponding elevations above the level of the Baltic Sea: brown mountain-forest (300–1470 m), brown forest podzol (850 m), sub-forest and peat-podzol (300–1470 m), turf-brown soil and meadow brown soil (1470 m), brown soil-podzolic or brown clay loam (200 m), acidic leached brown soil (200 m), meadow brown soil weakly clayey-eluvial (300 m), meadow brown soil (200 m).

Calculation of the temperature of the soil surface and, accordingly, of the outside air based on the database of 9 weather stations that were recorded in 2013–2015 and satellite images taken by "Landsat 8" that were processed by the program «Arc Map 10» for cartography and the program «Global Mapper» for three-dimensional images in the same years.

The methodology for calculating the investigated surface temperatures of 9 types foundations and their corresponding temperatures of the outside air is presented below. An analysis of the obtained results is given.

Ключові слова: види досліджуваних ґрунтів, кліматичні параметри, температура поверхні ґрунту, температура зовнішнього повітря, метеостанції, напрямки, висотно-температурні коефіцієнти, висоти горизонталей топографічних карт, супутник "Landsat 8", програма "Global Mapper", програма "Arc Map 10".

Аналіз супутникових зображень вершин Карпат. Масив Чорногора Українських Карпат у межах Закарпатської області має 10 найвищих вершин, висоти яких досягають від 1911 м (г. Брескул) — до 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. 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 нагріванням схилів Сонцем. Вочевидь, що південно-східні схили гір за ранішній 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.



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

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 °C 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 °C, в улоговині — +11,2 °C, на східному схилі — +22,0 °C.

Одночасно доведено, що амплітуда коливань температури земної поверхні на метеостанціях значно більша, ніж зовнішнього повітря. Взимку вона нижча ніж температура 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 (ґрунтів) на висотах горизонталей топографічних карт протягом 2013–2015 років використані дані спостережень на 9-ти метеостанціях Закарпатської області та температури земної поверхні (ґрунтів) 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, Бребенкул — 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 в 2013 — 2015 роках дані параметри на висотах горизонталей топографічних карт в інтервалі через 200 м за формулами 1–3:

$$t_{zp,пов,x} = t_{zp,пов,ст.1} + K_{1-2,zp,пов.} \cdot \Delta H_x; \quad (1)$$

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

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

де $t_{гр,пов,x}$ — температура земної поверхні (ґрунту), зовнішнього повітря на висоті горизонталі X, °C;

$t_{гр,пов,ст.1}, t_{гр,пов,ст.2}$ — температура земної поверхні (ґрунту), зовнішнього повітря на початковій і кінцевій станціях напрямку, °C;

H_1, H_2 — висоти початкової і кінцевої станцій напрямку, м;

$K_{1-2,гр,пов.}$ — висотно-температурний коефіцієнт між початковою і кінцевою станціями напрямку, °C/м;

H_x — висота горизонталі, для якої обчислюється температура земної поверхні (ґрунту), зовнішнього повітря, t_x , м.

Зведені обчислення температури земної поверхні (ґрунту) і зовнішнього повітря за напрямками наведені в таблиці 1.

Зведені результати обчислення температур поверхні ґрунту (снігу) і зовнішнього повітря за даними спостережень супутників і на 9-ти метеостанціях Закарпатської області за 2015 рік (в липні та січні) наведені в таблиці 2.

Таблиця 1

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

Висоти горизонталей топографічних карт	05.10.2013		30.03.2014		13.02.2015		05.06.2015		08.08.2015		27.10.2015		Максимум в липні 2015 р.		Мінімум в січні 2015 р.	
	земної поверхні (снігу)	зовнішнього повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішнього повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішнього повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішнього повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішнього повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішнього повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішнього повітря	земної поверхні (снігу)	зовнішнього 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

Таблиця 2

Зведені результати обчислення температур поверхні землі (ґрунту) і зовнішнього повітря за даними спостережень супутників і на 9-ти метеостанціях Закарпатської області за 2015 рік (в липні та січні)

Назва ґрунтів	Н, м	Максимальна в липні 2015 р., °С		Мінімальна в січні 2015 р., °С	
		ґрунту (снігу)	зовнішнього повітря	ґрунту (снігу)	зовнішнього повітря
Бурі гірсько-лісові	300	57,11	34,73	-18,75	-16,60
	1470	47,10	23,40	-17,50	-20,30
Бурі лісові опідзолені	850	51,50	29,0	-20,50	-19,50
Підвісні та торф'янисто-опідзолені	300	57,11	34,73	-18,75	-16,60
	1470	47,10	23,40	-17,50	-20,30
Дерново-буроземні та лучно-буроземні	1470	47,10	23,40	-17,50	-20,30
Буроземно-підзолисті або буроземно оглеєні	200	58,06	35,71	-18,61	-16,83
Буроземи кислі вилугувані	300	57,11	34,73	-18,75	-16,60
	1470	47,10	23,40	-17,50	-20,30
Дерново-опідзолені глеєві	200	58,06	35,71	-18,61	-16,83
Лучно-буроземні слабо глейово-елювіальні	300	57,11	34,73	-18,75	-16,60
Лучно-буроземні	200	58,06	35,71	-18,61	-16,83

За результатами 8-ми дат спостережень за температурами поверхні землі (ґрунту) і зовнішнього повітря і їх обчислень на висотах горизонталей топографічних карт в інтервалі через 200 м (табл. 1, 2) складені графіки.

Аналіз обчислених поверхонь температур дев'яти видів ґрунтів і відповідних їм температур зовнішнього повітря на території Закарпатської області. Аналізу підлягали дані таблиці 1, на базі яких сформовані графіки (рис. 1–8).

В таблиці 1 обчислені температури поверхні землі (ґрунту) і зовнішнього повітря, які досліджувались у 2013–2015 роках на дев'яти метеостанціях Закарпаття за напрямками і висотно-температурними коефіцієнтами для кожних 200 м топографічної карти, від Берегова — 113 м до г. Говерла — 2061 м.

В таблиці 2 наведені спільні дослідження знімків супутника "Landsat 8" і даних дев'яти метеостанцій в січні і липні 2015 року для температур дев'яти видів поверхонь землі (ґрунту) і відповідних їм температур зовнішнього повітря, на базі яких складено графіки (рис. 1–8).

Нижче наведено характеристики зміни температур обох параметрів в аналізі кожного рисунка.

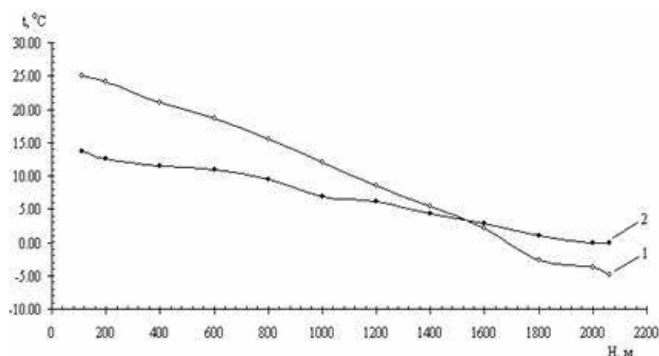


Рис.1. Температура на поверхні землі (1); температура повітря (2) станом на 05.10.2013 р.

Дата спостережень 05.10.2013 р. (дані в табл. 1). Температура поверхні ґрунту більша від температури зовнішнього повітря до відмітки 1500 м. На цій відмітці обидва параметри мають однакову температуру +5 °С.

При порівнянні температур в Берегові і на г. Говерла, вони наступні: температура зовнішнього повітря: Берегово — +13,6 °С; Говерла — (–0,16 °С).

Різниця температури зовнішнього повітря в Берегові більша від аналогічної на Говерлі на +13,76 °С.

Температура поверхні землі (ґрунту): Берегово — +25 °С; Говерла — (–4,86 °С).

Різниця температури поверхні (ґрунту) в Берегові більша від аналогічної температури на Говерлі на +29,86 °С.

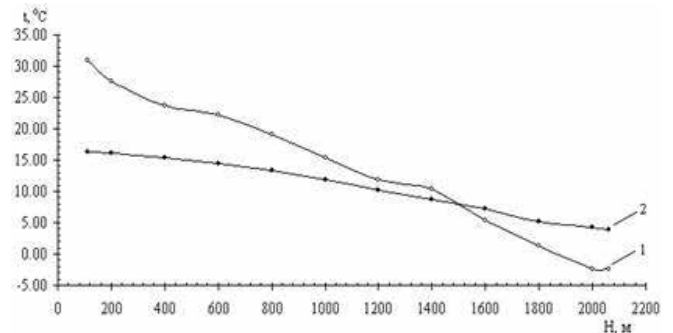


Рис. 2. Температура на поверхні землі (1); температура повітря (2) станом на 30.03.2014 р.

Дата спостережень 30.03.2014р. (дані в табл. 1). Температура зовнішнього повітря більша від температури поверхні ґрунту до відмітки 1500 м, на якій вона однакова +9 °С.

При порівнянні температур в Берегові і на г. Говерла вони наступні: температура зовнішнього повітря: Берегово — +16,3 °С; Говерла — +3,2 °С.

Різниця температури зовнішнього повітря між Береговим і Говерлою складає +12,5 °С, тобто більша в Берегові.

Температура поверхні землі (ґрунту): Берегово — +31 °С; Говерла — +2,42 °С.

Різниця температури поверхні землі (ґрунту) в Берегові більша від аналогічної температури на Говерлі на +28,58 °С.

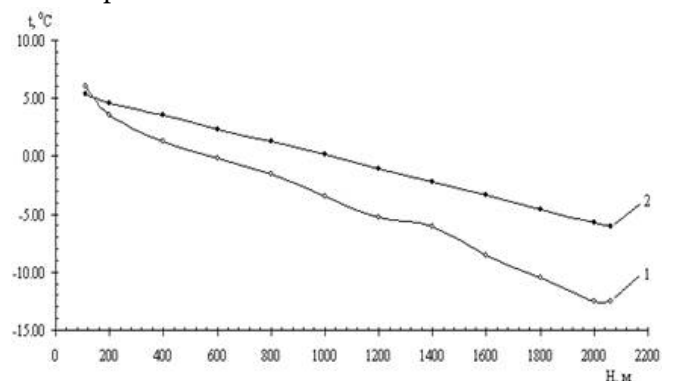


Рис. 3. Температура на поверхні землі (1); температура повітря (2) станом на 13.02.2015 р.

Дата спостережень 13.02.2015 р. (дані в табл. 1). Температура на поверхні землі (ґрунту) більша від температури зовнішнього повітря.

Температура зовнішнього повітря: Берегово — +5,40 °С; Говерла — (–6,06 °С).

Різниця температури зовнішнього повітря між Береговим і Говерлою складає +12,5 °С, тобто більша в Берегові.

Температура поверхні землі (ґрунту): Берегово — +31 °С; Говерла — +2,42 °С.

Різниця температур зовнішнього повітря від аналогічної температури на Говерлі складає +11,46 °С.

Температура поверхні землі (ґрунту): Берегово — +6,0 °С, Говерла — (–12,46 °С).

Різниця температури поверхні землі (ґрунту) в Берегові більша від аналогічної на Говерлі на +18,46 °С.

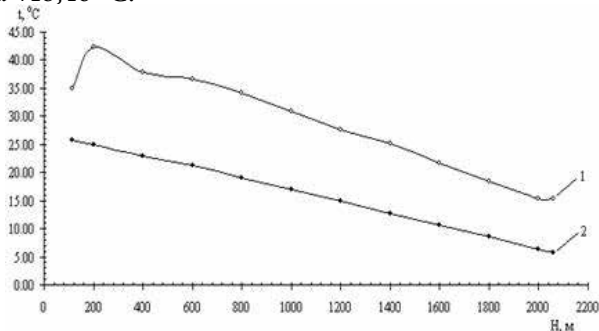


Рис. 4. Температура на поверхні землі (1); температура повітря (2) станом на 05.06.2015 р.

Дата спостережень 05.06.2015р. (дані в табл. 1). Температура поверхні землі (ґрунту) більша ніж температури зовнішнього повітря.

Температура зовнішнього повітря: Берегово — +25,8 °С; Говерла — +5,73 °С.

Різниця температур зовнішнього повітря в Берегові на +20,07 °С більша від аналогічної на Говерлі.

Температура поверхні землі (ґрунту): Берегово — +35 °С; Говерла — +15,28 °С.

При порівнянні у Берегові температура ґрунту більша за аналогічну на Говерлі на +19,72 °С.

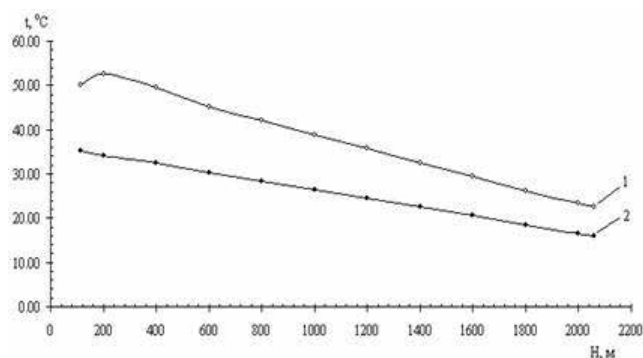


Рис. 5. Температура на поверхні землі (1); температура повітря (2) станом на 08.08.2015 р.

Дата спостережень 08.08.2015р. (дані в табл. 1). Температура поверхні землі (ґрунту) більша ніж температура зовнішнього повітря.

Температура зовнішнього повітря: Берегово — +35,1 °С; Говерла — +16,08 °С.

У Берегові ця температура більша ніж на г. Говерла на +19,02 °С.

Температура поверхні землі (ґрунту): Берегово — +50 °С; Говерла — +22,68 °С.

У Берегові ця температура більша ніж на г. Говерла на +27,32 °С.

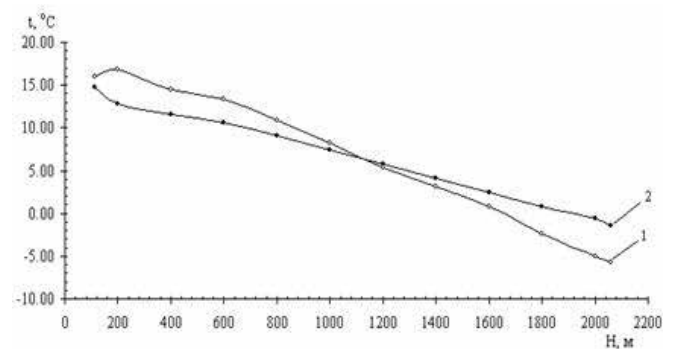


Рис. 6. Температура на поверхні землі (1); температура повітря (2) станом на 27.10.2015 р.

Дата спостережень 27.10.2015 р. (дані в табл. 1). Температура поверхні землі (ґрунту) більша ніж температура зовнішнього повітря до відмітки 1200 м, на якій вона однакова +5,58 °С, далі до Говерли вона зменшується порівняно з температурою зовнішнього повітря.

Порівняння цих температур наступне: температура зовнішнього повітря: Берегово — +14,8 °С; Говерла — (–1,4 °С). Ця температура більша на +16,2 °С у Берегові від аналогічної температури на Говерлі. Температура на поверхні землі (ґрунту): Берегово — +14,8 °С; Говерла — (–1,4 °С).

Ця температура більша в Берегові ніж на Говерлі на 16,2 °С.

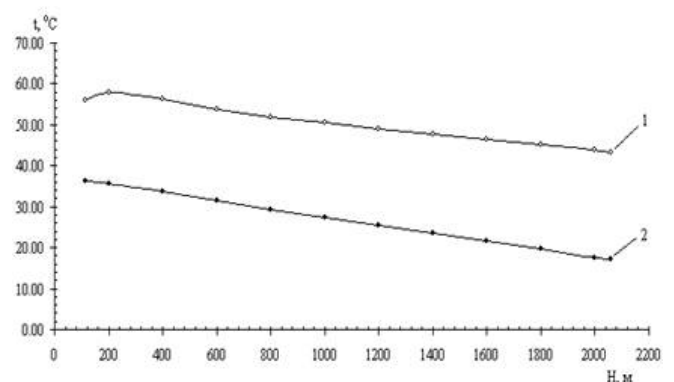


Рис. 7. Температура на поверхні землі (1); температура повітря (2) станом у липні 2015 р.

Дослідження в липні 2015 року (табл. 2). На відмітці 200 м температура зовнішнього повітря більша від температури поверхні землі (ґрунту) на відмітці 1470 м, а саме: температура зовнішнього повітря: відмітка 200 м — +35,71 °С, відмітка 1470 м — +23,40 °С.

Температура зовнішнього повітря на відмітці (горизонталі) 200 м більша аналогічної температури на відмітці 1470 м на +12,31 °С.

Температура поверхні землі (ґрунту): відмітка 200 м — +58,06 °С, відмітка 1470 м — +47,10 °С.

Різниця температур поверхні ґрунту між відмітками 200 м і 1470 м дорівнює +10,96 °С.

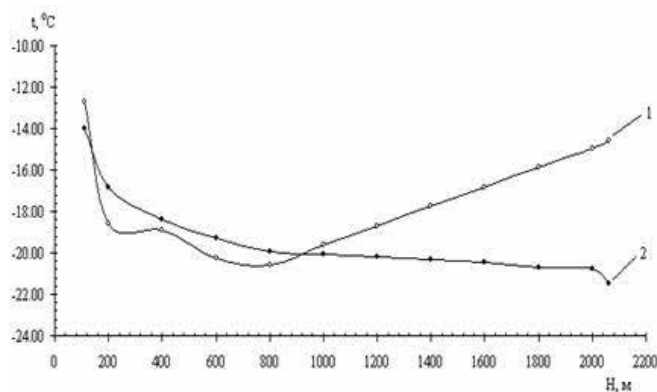


Рис. 8. Температура на поверхні землі (1); температура повітря (2) станом у січні 2015 р.

Дослідження в січні 2015 року (дані в табл. 2). Температура зовнішнього повітря більша температури

поверхні землі (ґрунту) до відмітки 300 м, далі до Говерли вона зменшується.

Порівняння цих температур показало наступне: температура зовнішнього повітря: відмітка 200 м — (-16,83 °С), відмітка 1470 м — (-20,3 °С).

Від відмітки 200 м до відмітки 1470 м температура зовнішнього повітря зменшується на (-3,47 °С).

Температура поверхні землі (ґрунту): відмітка 200 м — (-18,01 °С), відмітка 1470 м — (-17,5 °С).

На відмітці 1470 м температура поверхні землі (ґрунту) менша від аналогічної на відмітці 200 м на (-1,17 °С).

Висновки

1. Гірська територія Закарпаття, характерна найнижчими відмітками над рівнем Балтійського моря — Чоп (100 м), Берегово (113 м) і найвищою — г. Говерла (2061 м), має різні показники температур поверхні землі (ґрунту) і зовнішнього повітря.

Для зручності застосування в практичній діяльності дані параметри обчислені для горизонталей топографічних карт через кожних 200 м.

2. Обчислені температури поверхонь землі (ґрунтів) і зовнішнього повітря рекомендовано використовувати при спорудженні фундаментів і огорожень будівель і споруд та озелененні прилеглих територій, парків, скверів при підборі кліматично доступних зелених насаджень.

- [1] Атлас почв Украинской ССР под ред. И. К. Крупского, Н. И. Полупана. — К.: Урожай, 1979. — 114 с.
- [2] Вишневський В. І., Шевчук С. А. Використання даних дистанційного зондування Землі для з'ясування термічних особливостей Українських Карпат. — Український журнал дистанційного зондування Землі, № 12, 2017. — С.47–52.
- [3] Галян В. Г. Ґрунти Закарпатської області / За ред. С. О. Скорини. — Ужгород: Карпати, 1969. — 70 с.
- [4] Гук Я. С., Найбауер І. Ф., Новак Е. Й., Гук О. С. Районування території Закарпатської області за температурами земної поверхні і зовнішнього повітря. — Зб. наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. — Вип. 2, 2021. — С. 36–40.
- [5] Почвы Украины и повышение их плодородия. — Т. 2 Продуктивность почв, пути ее повышения, мелиорация, защита от эрозии и управление плодородием / Под ред. Б. С. Носенко, В. В. Медведева, Р. С. Трускавецкого, Г. Я. Чесняка. — К.: Урожай, 1988. — 176 с.

ТОВ «УКРІНСТАЛЬКОН ІМ. В. М. ШИМАНОВСЬКОГО» В СИСТЕМІ ТЕХНІЧНОГО РЕГУЛЮВАННЯ БУДІВНИЦТВА (ДО 80-РІЧЧЯ СТВОРЕННЯ ІНСТИТУТУ)

У грудні минулого року колектив Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського відзначив свій 80-річний ювілей. У переліку здобутків славетного колективу тисячі розроблених проєктів для спорудження об'єктів в Україні та за її межами, створення наукових шкіл і вирішення найскладніших наукових теоретичних та прикладних задач, розроблення нормативних документів для вітчизняної будівельної галузі.

У статті надана розгорнута інформація щодо участі спеціалістів інституту у створенні нових будівельних норм і національних стандартів — складових системи технічного регулювання у будівництві.

Зі здобуттям незалежності перед Україною постало питання щодо власної законодавчої та нормативної бази у будівництві. Оскільки раніше всі документи розроблялись за участю головних базових інститутів колишнього Радянського Союзу, що знаходились в Москві, Санкт-Петербурзі, Мінську, в Україні був наявним дефіцит кадрового потенціалу, здатного вирішувати питання, пов'язані з формуванням та розвитком нормативної бази у будівництві.

Поступове зростання вітчизняного будівельного ринку стимулювало розвиток власної нормативної бази і залучення до цієї важливої роботи колективів провідних науково-дослідних, проєктних та проєктно-конструкторських організацій України.

Так, вже у 1992 році фахівцями інституту «Укрпроектстальконструкція» під керівництвом відомого вченого Перельмутера А. В. був підготовлений проєкт державної будівельної норми ДБН 362-92 «Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації». В процесі його розроблення, крім основних положень безпосередньо норми, відпрацьовувались також питання щодо структури документа, порядку розроблення, погодження та затвердження будівельних норм.



В. П. Адріанов,
заступник генерального
директора ТОВ «Український
інститут сталевих конструкцій
імені В. М. Шимановського»,
заступник голови ТК 301

На початку двохтисячних основу нормативної бази у будівництві України складали будівельні норми та стандарти колишнього СРСР (СНиП, СН, ВСН, ГОСТ, СТ СЭВ), а також незначний перелік будівельних норм та стандартів, прийнятих Україною протягом десяти років незалежності (ДБН, ДСТУ, ДСТУ-Н, ТУ).

Починаючи із 2006 року розпочалась активна робота щодо розвитку власної нормативної бази із одночасним переглядом і скасуванням застарілих СНиП та СН.

Прийняття в Україні Закону «Про будівельні норми» та створення інституційної системи базових організацій у будівництві надало нового імпульсу галузевій нормотворчості. Активну роль у цьому процесі відіграв Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського, який отримав статус базової організації із визначення технічної політики у галузі металобудівництва.

На замовлення Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства фахівцями інституту були підготовлені наступні державні норми:

- ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проєктування»;
- ДБН В.2.6-163:2010 «Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проєктування»;
- ДБН В.2.6-165:2011 «Алюмінієві конструкції. Основні положення»;
- ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівельних споруд»;

- ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення»;
- ДБН В.2.2-42:2021 «Споруди холодильників. Основи проектування»;
- ДБН В.2.3-27:2023 «Тунелі. Норми проектування»;
- ДБН В.2.2-2:2024 «Теплиці і парники».

Крім цього провідні фахівці інституту були залучені до творчих колективів інших організацій із розроблення нових державних будівельних норм, у тому числі:

- ДБН В.3.1-1:2005 «Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будівель і споруд»;
- ДБН В.2.3-14:2006 «Мости та труби. Правила проектування»;
- ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів»;
- ДБН В.2.2-24:2009 «Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків»;
- ДБН В.2.3-26:2010 «Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування»;
- ДБН В.2.6-160:2010 «Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення»;
- ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва»;
- ДБН В.2.2-41:2019 «Висотні будівлі. Основні положення»;
- ДБН В.1.2-6:2021 «Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість»;
- ДБН В.2.3-26:2025 «Мости та труби. Проектування сталевих конструкцій».

У 2013 році була створена асоціація «Український центр сталевих будівництва» (УЦСБ), до складу якої увійшли провідні науково-дослідні і проєктні інститути, заводи із виготовлення будівельних металоконструкцій та спеціалізовані монтажні організації. Одним із пріоритетних напрямів діяльності асоціації стало розроблення та удосконалення нормативної бази у металобудівництві.

В першу чергу було прийнято рішення щодо залучення Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського до перегляду чинного на той час ДБН В.2.6-163 і підготовки на його основі нового ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування», у якому було

суттєво перероблено розділи, пов'язані із процесами зварювання, використанням нових марок сталі, виробництво яких за європейськими стандартами організовано на вітчизняних металургійних комбінатах.

За ініціативи УЦСБ з метою ліквідації прогалин у вітчизняній нормативній базі щодо проектування ємностей із сталі для зберігання зерна інститутом був підготовлений новий ДБН В.2.6-221:2021 «Конструкції силосів сталевих з гофрованою стінкою. Основні положення», а також ДБН «Складські будівлі. Основні положення» на заміну СНиП 2.11.01-85 «Складские здания».

Наразі завершено розроблення проєктів ще двох державних будівельних норм — ДБН В.2.2-XXX:20XX «Промислові інженерні споруди. Основи проектування» (на заміну СНиП 2.09.03-85 «Сооружения промышленных предприятий») та ДБН В.2.5-23:20XX «Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення».

Багаторічна практична діяльність команди фахівців інституту — розробників державних будівельних норм — була спрямована на реалізацію основних завдань нормування у будівництві, до яких відносяться: встановлення на основі досягнень науки і техніки вимог до проектування, будівництва та експлуатації будівельних об'єктів; забезпечення надійності та безпеки будівель і споруд; застосування раціональних і ефективних проєктних рішень; охорона навколишнього середовища та раціональне використання природних ресурсів (табл. 1).

Таблиця 1

Участь ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського» у розробленні державних будівельних норм	Кількість НД
Кількість державних будівельних норм, розроблених інститутом	15
Кількість державних будівельних норм, у розробленні яких брали участь спеціалісти інституту	10
Кількість Змін до державних будівельних норм, розроблених спеціалістами інституту	6

У 2008 році вперше за роки незалежності України Кабінет Міністрів своїм розпорядженням від 22.02.2008 р. № 366-р та 27.02.2008 р. № 383 визначив одне із головних пріоритетних завдань для Мінрегіонбуду — забезпечити оновлення нормативної бази у галузі будівництва, адаптованої до вимог Європейського Союзу.

На підставі прийнятих ДСТУ-НБ А.1.1-77:2007 «Керівний документ щодо застосування і використання Єврокодів» та ДБН А.1.1-94:2010 «Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення», у яких визначено перелік вимог до впровадження Єврокодів у систему створення об'єктів будівництва, була розпочата активна робота з гармонізації частин Єврокодів, а також визначення на національному рівні параметрів для розроблення національних додатків до національних стандартів, які імплементують відповідну частину Єврокоду.

До цієї роботи був залучений широкий загальний відомий у галузі вчених і фахівців науково-дослідних і проектних інститутів, підрозділів НАН України, закладів вищої освіти будівельного спрямування.

Враховуючи, що у загальній кількості частин Єврокоду (58) значна кількість частин (30) присвячена проектуванню металевих будівельних конструкцій, до їх гармонізації було залучено Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського як базову організацію із науково-технічної політики у металобудівництві.

За ініціативи інституту з метою єдиного методичного підходу до підготовки ідентичних національних стандартів шляхом перекладу, від керівництвом відомих вчених д. т. н. Гордєєва В. М. та д. т. н. Перельмутера А. В. було підготовлено термінологічний словник, складений на основі термінології та понять, що використовуються в Європейських нормативних документах.

У період із 2010 по 2013 роки інститутом була здійснена гармонізація наступних частин Єврокодів, а також розроблені національні додатки до них, у яких призначені параметри, що визначені на національному рівні:

1. ДСТУ-Н Б EN 1991. Єврокод 1. Дії на конструкції. Загальні дії.

- Частина 1-1. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд;
- Частина 1-3. Снігові навантаження;
- Частина 1-4. Вітрові навантаження;
- Частина 1-5. Теплові дії;
- Частина 1-7. Особливі динамічні впливи.
- 2. ДСТУ-Н Б EN 1993. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій.
- Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд;

- Частина 1-3. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів;
- Частина 1-4. Додаткові правила для нержавіючої сталі;
- Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи;
- Частина 1-6. Міцність і стійкість оболонок;
- Частина 1-7. Пластинчасті конструкції при навантаженні поза межами площини;
- Частина 1-8. Проектування з'єднань;
- Частина 1-9. Витривалість;
- Частина 1-10. Ударна в'язкість;
- Частина 1-11. Проектування конструкцій з розтягнутими елементами;
- Частина 1-12. Додаткові правила до EN 1993 для сталей класів не вище S700;
- Частина 3-1. Башти, щогли і димові труби. Башти і щогли;
- Частина 3-2. Башти, щогли і димові труби. Димові труби;
- Частина 4-1. Силоси;
- Частина 4-2. Резервуари;
- Частина 4-3. Трубопроводи;
- Частина 5. Палі;
- Частина 6. Підкранові конструкції.

3. ДСТУ-Н Б EN 1999. Єврокод 9. Проектування алюмінієвих конструкцій.

- Частина 1-1. Загальні правила для конструкцій;
- Частина 1-3. Конструкції, що чутливі до витривалості;
- Частина 1-4. Холодноформовані листи;
- Частина 1-5. Конструкції оболонок.

За роки незалежності України у будівельній галузі була впроваджена усталена практика, коли одночасно з розробленням будівельних норм, які стали основою для проектування і спорудження об'єктів, зміцнювалась система національної стандартизації галузі, спрямована на реалізацію вимог, встановлених технічними регламентами і будівельними нормами, а також на актуалізацію нормативних документів до умов сьогодення.

Наприкінці 90-х початку 2000-тисячних діяльність інституту була спрямована на розроблення та експертизу проектів технічних умов (ТУ) на продукцію, пов'язану із металобудівництвом. Всього було підготовлено понад 120 таких нормативних документів.

Прийняття Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд, який розроблено з урахуванням вимог Державної Ради Європи від 21.12.1988 р. (Постанова КМУ від 20.12.2006 № 1764) дало поштовх до розроблення національних стандартів — регламентних технічних умов на продукцію будівельного призначення.

У 2006 — 2019 роках на замовлення Мінрегіону буду інститутом був розроблений значний перелік стандартів на будівельну продукцію та процеси проектування. У цьому переліку:

1. ДСТУ Б.В.2.6-50:2008 «Колони сталеві ступінчасті для будівель з мостовими електричними кранами вантажопідйомністю до 50 т. Технічні умови».
2. ДСТУ Б.В.2.6-51:2008 «Ферми кроквяні сталеві із парних кутників. Технічні умови».
3. ДСТУ Б.В.2.6-52:2008 «Склади маршеві. Площадки і огорожі сталеві. Технічні умови».
4. ДСТУ Б.В.2.6-72:2008 «Панелі сталеві двошарові покриттів будівель з утеплювачем із поліуретану. Технічні умови».
5. ДСТУ Б.В.2.6-73:2008 «Балки підкранові сталеві для мостових електричних кранів загального призначення вантажопідйомністю до 50 т. Технічні умови».
6. ДСТУ Б.В.2.6-74:2008 «Ферми сталеві кроквяні з гнутих профілів прямокутного перерізу. Технічні умови».
7. ДСТУ Б.В.2.6-75:2008 «Конструкції металеві будівельні. Загальні технічні умови».
8. ДСТУ Б.В.2.6-49:2008 «Огорожі сходів, балконів і дахів сталеві. Загальні технічні умови».
9. ДСТУ Б.А.2.4-43:2009 «Правила виконання проектної і конструкторської документації будівельних конструкцій».
10. ДСТУ Б.А.2.4-44:2013 «Настанова з розроблення проектної і робочої документації металевих конструкцій. Креслення КМД».

За ініціати́ви інституту та згідно з наказом Мінрегіону від 21.07.2011 р. № 77 було створено Технічний комітет стандартизації № 301 «Металобудівництво», а здійснення функцій секретаріату новоствореного ТК було покладено на ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського», що дало можливість більш активно розгорнути діяльність у сфері підготовки нових сучасних нормативних документів національної і міжнародної гілки стандартизації із проектування,

виготовлення та монтажу будівельних металевих конструкцій.

На замовлення Мінрегіону та УЦСБ інститутом у період з 2012 по 2020 рік були підготовлені такі національні стандарти у галузі металобудівництва, як:

1. ДСТУ Б.В.2.6-193:2013 «Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування».
 2. ДСТУ Б.В.2.6-199:2014 «Конструкції сталеві будівельні. Вимоги до виготовлення».
 3. ДСТУ Б.В.2.6-200:2014 «Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу».
 4. ДСТУ Б.В.2.6-210:2016 «Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються».
 5. ДСТУ 8802:2018 «Вироби з тонколистової сталі із захисно-декоративним покриттям для будівництва. Загальні технічні умови».
 6. ДСТУ 9054:2020 «Конструкції автодорожніх мостів сталеві. Технічні вимоги до виготовлення».
 7. ДСТУ 9242:2023 «Настили решіткові сталеві. Загальні технічні умови».
 8. ДСТУ 9286:2024 «Правила виконання проектної та робочої документації металевих будівельних конструкцій».
 10. ДСТУ 9233:2023 «Профілі сталеві холодногнуті та армувальні конструктивних елементів будівель і споруд».
- Інтеграція України в Європейський економічний простір дала можливість сформувати базові засади щодо гармонізації у нашій країні міжнародних і європейських стандартів. Інститутом було гармонізовано «методом перекладу» значний перелік Європейських і міжнародних нормативних документів, спрямованих на застосування передового досвіду найбільш розвинутих країн світу. У цьому переліку:
- ДСТУ EN 1090-1 «Виконання сталевих і алюмінієвих конструкцій. Частина 1. Вимоги до оцінки відповідності компонентів конструкцій»;
 - ДСТУ EN 1090-2. Частина 2. Технічні вимоги до сталевих конструкцій;
 - ДСТУ EN 1090-4. Частина 4. Технічні вимоги до холодногнутих сталевих будівельних елементів та конструкцій для покрівель, стель, підлог і стін;
 - ДСТУ EN 1337 «Конструкції опор» (частини 1 — 11);

- ДСТУ EN 14509 «Панелі теплоізоляційні самонесівні з двобічним металевим облицюванням. Вимоги до заводського виготовлення. Технічні умови»;
- ДСТУ EN 12285 «Резервуари сталеві заводського виготовлення. Горизонтальні циліндричні одностінні та двостінні для наземного зберігання горючих і негорючих рідин»;
- ДСТУ EN 508-1 «Вироби покрівельні та облицювальні металеві листові. Вимоги до самонесучих сталевих або алюмінієвих листів або листів із нержавіючої сталі. Частина 1. Сталь»;
- ДСТУ EN 14399 «Болтові комплекти конструкційні високоміцні для попереднього натягу (частини 1 — 9)»;
- ДСТУ EN 15048 «Болтові комплекти конструкційні для застосування без попереднього натягу (частини 1, 2)» та інші нормативні документи.

Опанування вітчизняними підприємствами будівельної галузі сучасної Європейської нормативної бази дало змогу більш впевнено виходити на закордонні ринки і збільшити обсяг продукції, що поставляється на замовлення іноземних замовників.

Одночасно із впровадженням в Україні найсучасніших цифрових технологій була розпочата системна робота із цифрової трансформації будівельної галузі.

За ініціативи інституту та УЦСБ у 2019–2020 роках був реалізований комплекс заходів щодо створення сучасного нормативного середовища із впровадження BIM-технологій за рахунок гармонізації базових міжнародних стандартів — ДСТУ ISO 19650 «Організація та оцифрування щодо будівель і споруд включно з будівельно-інформаційним моделюванням (BIM). Управління інформацією з використанням будівельно-інформаційного моделювання (частини 1, 2, 3, 4, 5)», а також значної кількості підтримуючих нормативних документів, у яких викладені:

- концепції та принципи впровадження BIM-технологій;
- структура об'єктно-орієнтованої інформації;
- структура електронних каталогів товарів для будівельних послуг;
- основи управління інформацією про будівельний проєкт;

- основи управління інформацією про будівельний об'єкт та інші чинники, що у підсумку дає можливість реалізувати заходи із впровадження сучасних цифрових технологій у будівельне виробництво.

Всього за роки незалежності нашої країни колективом Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського підготовлено більш як 240 нормативних документів (ДБН, ДСТУ, ДСТУ-Н, ДСТУ EN, ДСТУ ISO, ТУ), які стали складовою частиною вітчизняної системи технічного регулювання у будівництві (табл. 2).

Таблиця 2

Національні стандарти, розроблені інститутом за роки незалежності України	Кількість
Національні стандарти на будівельну продукцію (ДСТУ)	12
Національні стандарти на процеси у галузі металобудівництва (ДСТУ, ДСТУ-Н)	11
Гармонізовані національні стандарти на будівельну продукцію (ДСТУ EN, ДСТУ ISO)	32
Гармонізовані національні стандарти на процеси у галузі металобудівництва (ДСТУ EN, ДСТУ ISO)	32
Гармонізовані національні стандарти із впровадження BIM-технологій (ДСТУ EN, ДСТУ ISO)	35
Всього:	122

У цю важливу справу — розроблення нормативних документів для будівельної галузі — свій особистий внесок зробили знані фахівці, які у свій час працювали в інституті та працюють досі. Це Шимановський О., д. т. н., член-кореспондент НАН України, Гордєєв В., д. т. н., Перельмутер А., д. т. н., Корольов В., д. т. н., Цихановський В., д. т. н., Микитаренко М., к. т. н., Гром А., к. т. н., Костюченко І., к. т. н., Грінберг М., к. т. н., Шалінський В., к. т. н., Волков І., Кондра М., Гейфман В., Лисенко О., Пасечнюк В., Кордун О., Холькін В., Лимар Я., Гаврилова В., Собко А., Фурман Б.

У складних умовах боротьби України за свою незалежність із російськими агресорами колектив Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського бере активну участь у відновленні багатьох зруйнованих промислових і цивільних об'єктів, розвиваючи національну систему нормування і стандартизації, яка є фундаментом технічного регулювання у будівельній галузі.

Стаття надійшла 10.06.2025 р.

ДО ВІДОМА ДОПISУВАЧІВ 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.
- Ілюстрації надаються у форматі – tif, eps, png, jpg, 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 АТ «УКРПОШТА» (передплатний індекс – 98848) АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ

Видавець ТОВ «Укрінсталькон імені В. М. Шимановського»

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@gmail.com

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

Комп'ютерна верстка та дизайн обкладинки — **Гончар В. Д.**

Підписано до друку 16.06.2025 р. Папір крейдяний. Друк цифровий. Тираж 300 прим.

Віддруковано ПП «Лисенко М. М.»

Україна, 16600, м. Ніжин Чернігівської обл., вул. Шевченка, 20.

Свідоцтво про внесення до державного реєстру видавців,
виготовлювачів і розповсюджувачів видавничої продукції:

ДК № 2776 від 26.02.2007

- * 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