



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-15-2021-3>

УДК 624.21.014.2



ШИМАНОВСЬКИЙ О. В.

Член-кореспондент НАН України, лауреат Державної премії України в галузі науки і техніки, заслужений діяч науки і техніки України, доктор технічних наук, професор, генеральний директор ТОВ «Укрінсталькон імені В. М. Шимановського», м. Київ, Україна
e-mail: niipsk@webber.kiev.ua
тел. +38(044)543-93-87
ORCID: 0000-0002-7253-6707



ШАЛІНСЬКИЙ В. В.

Кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, завідувач відділу мостів та спеціальних споруд ТОВ «Укрінсталькон імені В. М. Шимановського», м. Київ, Україна
e-mail: niipsk@webber.kiev.ua
тел. +38(044)543-96-29
ORCID: 0000-0001-9347-8342



ШИМАНОВСЬКА М. О.

Кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, старший науковий співробітник відділу мостів та спеціальних споруд ТОВ «Укрінсталькон імені В. М. Шимановського», м. Київ, Україна
e-mail: niipsk@webber.kiev.ua
тел. +38(067)376-50-01
ORCID: 0000-0002-3638-2835

ДІЙСНИЙ НАПРУЖЕНИЙ СТАН ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ЕСТАКАДИ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗИ АВТОПРОЇЗДУ ПО ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУДАХ ДНІПРОГЕС ІЗ ОРТОТРОПНИМИ ПЛИТАМИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

АНОТАЦІЯ

В статті висвітлено особливості розрахунку та роботи дійсного технічного стану мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини. В якості прикладу розглянуто конструкцію прогонової будови існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи гідротехнічних споруд ДніпроГЕС. Представлено опис існуючих конструкцій естакади через шлюзи. Зазначено, що монтажні стики ортотропної плити проїзної частини прийняті згідно авторського свідоцтва № 431279 за заявою ДП Укрпроектстальконструкція (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського»). Описано методологію побудови скінченно-елементної моделі естакади через шлюзи, яка дозволяє адекватно відобразити дійсний

технічний стан естакади з урахуванням даних виконаного обстеження. Досліджено нерівномірність розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити при дії постійного навантаження (власна вага її конструктивних елементів) і тимчасового навантаження (автомобільне навантаження Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункове рівномірно розподілене навантаження від натопту людей на тротуарі). Знайдено коефіцієнти редукції, що характеризують нерівномірність розподілення нормальних напружень, за допомогою розрахункової моделі з використанням інженерно-аналітичного (нормативного) і чисельного методів розрахунку. Наведено й проаналізовано результати чисельного методу у вигляді вертикальних переміщень і нормальних



напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головної балки. Виконано порівняння отриманих результатів. Зазначено, що набуті за час експлуатації дефекти та пошкодження прогонової будови автопроїзду по естакаді через шлюзи впливають на параметри напружено-деформованого стану мостових конструкцій у межах від 7 до 10,5% майже для всіх конструктивних елементів у результаті практично рівномірної довготривалої корозії металу з незначним ослабленням поперечних перерізів. Зона завширшки біля 0,5 – 0,7 м, яка прилягає до тротуару і простягається за всією довжиною естакади через шлюзи, характеризується, на відміну від усіх інших елементів прогонової будови автопроїзду, нерівномірною корозією металу конструктивних елементів, через що у цій зоні різниця між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану збільшується приблизно у 1,5 – 2 рази і досягає 16 – 20%. Сформульовано висновки та рекомендації за результатами досліджень.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: Мостова споруда, прогонова будова, ортотропна плита, розрахункова модель, коефіцієнт редукції, напруження.

ACTUAL STRESS STATE OF THE SUPERSTRUCTURE OF THE DRIVEWAY OVERPASS OVER GATEWAYS ON HYDRAULIC STRUCTURES OF THE DNIEPER HYDROELECTRIC POWER STATION WITH CARRIAGEWAY ORTHOTROPIC DECK PLATES

ABSTRACT

The paper highlights peculiarities of analysis and operation under the actual technical condition of bridge superstructures with the orthotropic deck plates of the driveway. As an example, the design of the superstructure of the existing driveway along the overpass over gateways of the hydraulic structures of the Dnieper Hydroelectric Power Station is considered. The description of existing structures of the overpass over gateways is presented. It is noted that the erection joints of the driveway orthotropic deck plate are taken according to the inventor's certificate No. 431279 at the request of State Design Institute Ukrproektstalkonstruksiya (now Limited Liability Company «V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction»). The methodology to build-up the finite-element model of the overpass over gateways is described, which allows to display adequately the actual technical condition of the overpass taking into account the data of the performed survey. Uneven distribution of normal stresses in the orthotropic plate decking is studied under the action of permanent load (dead load of its structural elements) and imposed load (wheeled vehicle load of a convoy of cars weighing 30 tf each (H-30) and uniformly distributed design load from human crowd on the sidewalk). Reduction factors characterizing

the uneven distribution of normal stresses are found by calculating the computational model using the engineering-and-analytical (normative) method and the numerical calculation method. The results of the numerical calculation method in the form of vertical displacements and normal stresses in the decking of the orthotropic plate and tangent stresses in the webs of the main girder are presented and analyzed. The obtained results are compared. It is noted that the defects and damage of the driveway superstructure along the overpass over gateways affect the parameters of the stress-strain state of bridge structures in the range from 7 % to 10,5 % for nearly all structural elements as a result of almost uniform long-term corrosion with a minor weakening of the cross sections except for the area about 0,5–0,7 m wide, which is adjacent to the sidewalk and extends on the entire length of the overpass over gateways; unlike all other elements of the driveway superstructure, there is largely uneven corrosion of the metal of structural elements on it, so in this area the difference between displacements and stresses of the design state and actual state increases by about 1,5–2 times and reaches from 16 % to 20 %. Conclusions and recommendations based on the research results are formulated.

KEY WORDS: Bridge structure, superstructure, orthotropic deck plate, computational model, reduction factor, stress

ВСТУП Й АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Попередні статті авторів [8 – 10] присвячено визначенню дійсного напружено-деформованого стану (НДС) ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень, яке здійснено на прикладах двох прогонових будов існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. Перша прогонова будоварозташована безпосередньо на греблі, а друга – на естакаді спряження греблі з лівим берегом. Описано властиві ортотропним плитам технічні характеристики та переваги щодо інших застосовуваних у мостобудуванні конструктивних рішень. Висвітлено історичні аспекти впровадження ортотропних плит при будівництві мостових споруд і загальні підходи до вдосконалення їх інженерно-технічних рішень. Розкрито основні етапи розвинення теорії і методів дослідження прогонових будов із ортотропними плитами. Вказано на те, що результати багаторічних і численних досліджень знайшли відображення в нормах і рекомендаціях багатьох країн, що регламентують проектування ортотропних сталевих плит мостових споруд. Пояснена докладна сутність двох найбільш прийнятних методик для визначення



коефіцієнту редукції ширини полиць: інженерної, яка побудована з урахуванням вимог нормативних документів і базується на використанні епюр нормальних напружень, і чисельної, яка ґрунтується на результатах чисельних досліджень, отриманих за допомогою методу скінченних елементів.

1. ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Що ж стосується представленої статті, то вона є логічним продовженням циклу публікацій авторів із дослідження й оцінювання взаємовпливу напруженого стану конструктивних елементів при дійсній роботі ефективних мостових споруд із застосуванням ортотропних плит проїзної частини. В якості прикладу прийнята прогонова будова існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи гідротехнічних споруд ДніпроГЕС, відмінність якої від розглянутих у статтях [8 – 10] ділянок автопроїзду пов'язана з низкою характерних ознак, по-перше, конструктивних: помітному викривленню в плані прогонової будови й коробчастості її поперечного перерізу, несиметричності поперечного перерізу ортотропної плити й нахиленості її верхньої площини і, по-друге, експлуатаційних: наявності індивідуально-специфічних, набутих за час довготривалої експлуатації, дефектів і пошкоджень.

Приймаючи до відома зазначені особливості, а також враховуючи на важливу роль прогонової будови естакади через шлюзи в забезпеченні безупинного транспортного сполучення по спорудам ДніпроГЕС, стає зрозумілою та зацікавленість й увага, яку вона привертає до себе з огляду на дослідження дійсного технічного стану.

2. СТИСЛИЙ ОПИС ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ ЕСТАКАДИ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗИ

Перш за все відзначимо, що опис конструкцій естакади через шлюзи достатньо вичерпно був відображений у попередній роботі авторів [7]. Попри це автори вирішили відтворити цей опис у даній статті з метою кращого розуміння читачами не тільки її загального змісту, а особливо результатів розрахунків несучої здатності

прогонової будови естакади, зокрема з використанням коефіцієнта редукції. Тому, приймаючи до уваги вказане міркування, перейдемо до розгляду наявних конструктивних рішень естакади через шлюзи. Отже, естакада являє собою криволінійну в плані, просторово працюючу, нерозрізну шестипрогову раму за поздовжньою схемою: $2 \times 56 + 2 \times 64 + 2 \times 56 = 352$ м із гнучкими проміжними стійками опор і масивними береговими стоянами (рис. 1 – 3). Ригель рами складається з криволінійної у плані головної балки замкненого коробчастого трапецеїдального перерізу та сталеві ортотропної плити проїзної частини. Причому кривина прогонової будови в плані створена за рахунок вписування монтажних блоків, що мають довжину 12,0 – 12,5 м по хордах зі стиком на монтажі під кутом. Проміжні стійки опор металеві, жорстко защемлені в головній балці та фундаментах. Всі металоконструкції естакади виконані суцільнозварними. Матеріал конструкцій прогонової будови та стійок проміжних опор – низьколегована сталь марки 09Г2С [1].

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

Траса естакади прокладена по кривій радіусом 200 м, перетинає низку автодоріг та шлюзи. Габарит проїзду прийнято, виходячи з умови пропуску чотирьох смуг автомобільного руху зі швидкістю 60 км/год, і з урахуванням розширення на кривій й тунельного ефекту, що створюється двома смугами бар'єрного огородження, а його величина складає $B = 14 + 4 \times 0,35 + 2 \times 0,50 = 16,4$ м; при цьому ширина проїзду дорівнює 15,4 м. Ширина тротуарів визначена з умови

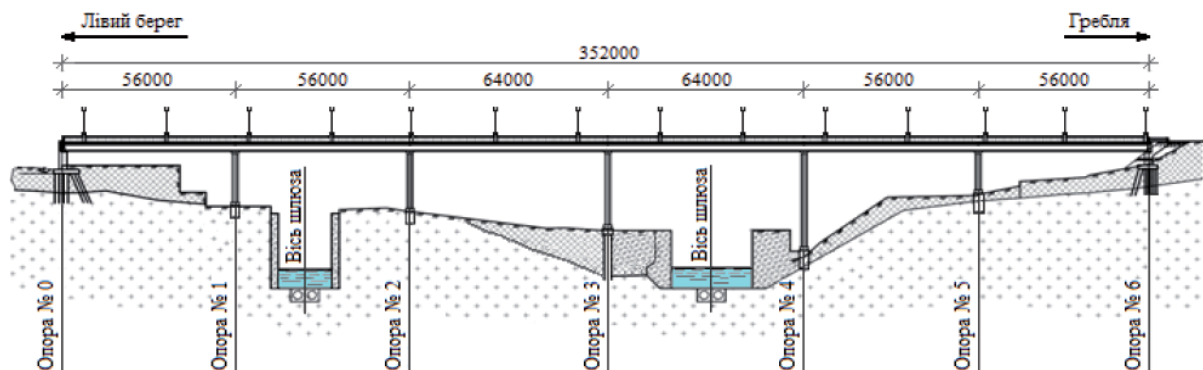


Рисунок 1 – Фасад естакади через шлюзи

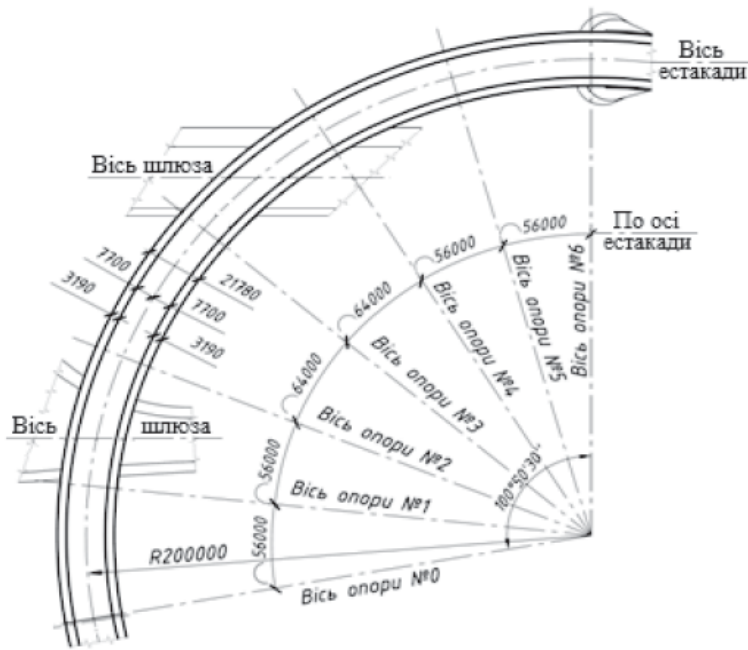


Рисунок 2 – План естакади через шлюзи

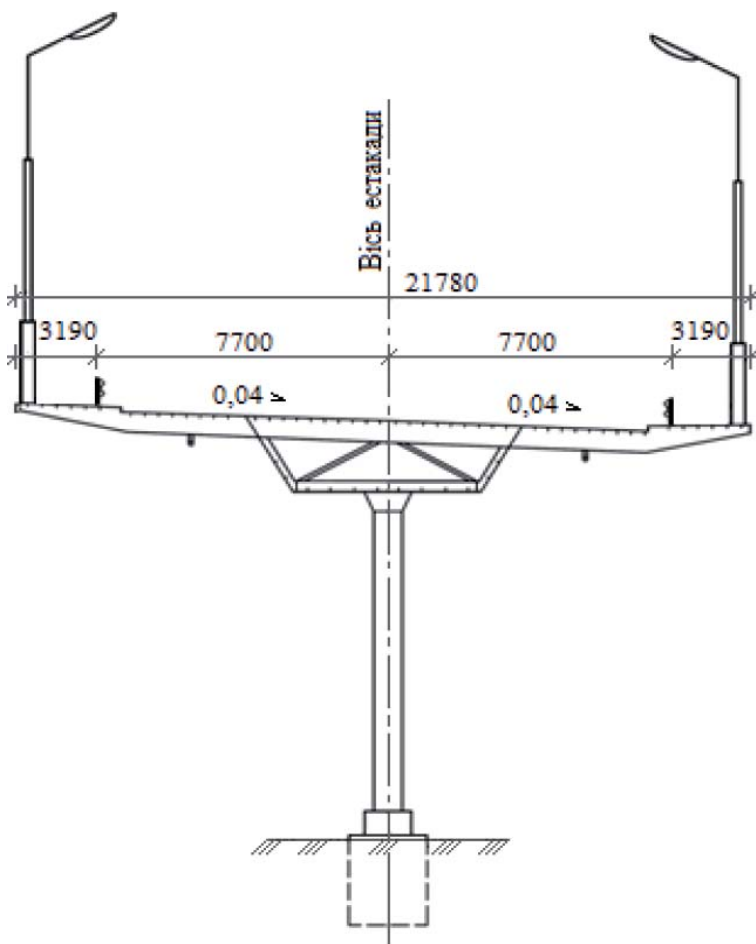


Рисунок 3 – Поперечний переріз естакади через шлюзи

пропуску трьох смуг пішохідного руху – $3 \times 0,75 = 2,25$ м. Підмостові габарити прийняті, виходячи з умови мінімального піднесення низу прогонової будови над автодорогами, що перетинаються, не менш ніж 4,5 м та над горизонтом високого судноплавства шлюзів, що перетинаються, – не менше 13,0 м.

Проект естакади розроблено у відповідності з чинними на той час (доречно нагадаємо, що будівництво ДніпроГЕС було розпочато 15 березня 1927 року, а її відновлення по закінченню воєнних дій – у 1944 році) вимогами та конструктивними вказівками технічних умов на проектування автодорожніх та міських мостів [5, 6]. При цьому враховувались наступні тимчасові навантаження – автомобільне Н-30 та спеціальні НК-80 і НГ-60.

Ортотропна плита проїзної частини складається зі сталевго настилу завтовшки 12 мм, поздовжніх ребер 200×12 мм із кроком 400 мм у межах проїзної частини й 500 мм у межах тротуарів, та поперечних балок із кроком 2000 мм. Причому в ортотропній плиті перетин поздовжніх балок із поперечними здійснено без приварки їх до стінок балок, із пропуском у вирізи стінок. Зазначимо, що вказане рішення дозволило не тільки знизити концентрацію напружень та покращити умови роботи плити на циклічне тимчасове навантаження, а й створило можливість застосувати автоматичне зварювання при виготовленні плити на заводі.

Також звернімо увагу на те, що монтажні стики ортотропної плити проїзної частини були прийняті згідно авторського свідоцтва № 431279 за заявкою ДПІ Укрпроектстальконструкція (нині ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського») [4]. В цьому свідоцтві було запропоновано не доводити ребра до стика плити, а замінити їх потовщенням листа настилу до 20 мм із метою компенсації перерізу, що дозволило на монтажі стикувати автоматичною зваркою тільки листи настилу. В результаті монтаж конструкції був не тільки значно спрощений сам по собі, а особливо з урахуванням кривизни прогонової будови в плані та зварювання її з блоків, розташованих по хордах.

Головні балки та ортотропна плита збирались на монтажі з плоских однотипних елементів, причому поперечна жорсткість прогонової будови та незмінність поперечного перерізу головної балки забезпечувались в'язями всередині коробки та



суцільними діафрагмами в місцях спряження з колонами проміжних опор і в кінцях прогонової будови.

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

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

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

3. ОБСТЕЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ЕСТАКАДИ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗИ

За результатами проведеного у червні 2020 р. обстеження споруди була виявлена низка дефектів її конструктивних елементів, детальна характеристика яких викладена в одній із попередніх статей авторів [7] і тому, з метою економії місця, наразі не повторюється. Проте автори настійно рекомендують читачам уважно ознайомитися з означеною публікацією, яка знаходиться у відкритому доступі, зважаючи на два мотиви. Перший з них – ближчий до конкретики – полягає в тому, що зміст роботи [7] дозволить читачам краще зрозуміти сутність вже даної статті й сформуваних наприкінці неї висновків. А другий – напевно, методологічний – зводиться до того, що у вказаній роботі розкриті особливості дефектів і пошкоджень, що, можливо, вкаже на ті специфічні деталі, які раніше проходили повз увагу читачів під час розгляду та аналізу інших подібних випадків.

4. РОЗРАХУНКОВА СХЕМА ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Приймаючи до уваги конфігурацію, структуру і топологію конструкції, в якості розрахункової прийнята скінченно-елементна модель, побудована шляхом моделювання двадцяти дев'яти укрупнених блоків прогонових будов естакади через

шлюзи. В моделі всі складові частини ортотропної плити і головних балок апроксимовані набором тонких оболонкових трьох- і чотирикутних скінченних елементів. Матеріал конструктивних складових ортотропної плити і головних балок – сталь марки 09Г2С-12 із модулем пружності $E = 2,1 \cdot 10^6$ кгс /см², коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0,3$ і розрахунковим опором $R = 3400 - 4000$ кгс /см² в залежності від товщини конструктивного елементу.

У частині визначення й подальшого врахування в скінченно-елементній моделі дійсних значень товщин скінченних елементів сталевих листа, поперечних балок і поздовжніх ребер ортотропної плити, а також нижньої полиці, стінки і поперечних ребер головної балки зазначимо наступне. Під час останніх спеціальних обстежень естакади через шлюзи автопроїзду по гідротехнічних спорудах ДніпроГЕС було виявлено низку дефектів мостових конструкцій (вичерпний перелік і опис яких наведено у статті [7]), які не тільки негативно впливають на їх довговічність, а в окремих випадках навіть призводять до зниження загальної несучої здатності автопроїзду. Тому з метою оцінювання впливу цих факторів на НДС мостових конструкцій наявні дефекти були відображені в скінченно-елементній моделі прогонових будов автопроїзду, яка була створена шляхом вибирання всіх вихідних даних із робочих креслень при здійсненні першочергових міцнісних і динамічних розрахунків автопроїзду по естакаді через шлюзи із проектними значеннями геометричних параметрів. Проте, внаслідок значної кількості встановлених дефектів, перед їх введенням у скінченно-елементну модель прогонових будов автопроїзду, була виконана їхня систематизація та певне типове усереднення. В результаті було встановлено, що дефекти найкраще можуть бути відтворені в моделі шляхом коригування товщини елементів прогонових будов автопроїзду залежно від глибини їхнього корозійного пошкодження зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів.

Побудовані у такий спосіб скінченно-елементні моделі конструктивних елементів укрупненого блоку (скажімо, крайнього опорного) прогонової будови естакади через шлюзи зображені на рис. 4, а – г, а самого блоку в зібраному вигляді – на рис. 4, д, яка нараховує 13092 вузлів і 12841 скінченних елементів. А загальна скінченно-елементна модель естакади через шлюзи представлена на рис. 5 і налічує 340139 вузлів і 337504 скінченних елементів.

5. НАВАНТАЖЕННЯ НА ПРОГОНОВУ БУДОВУ

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

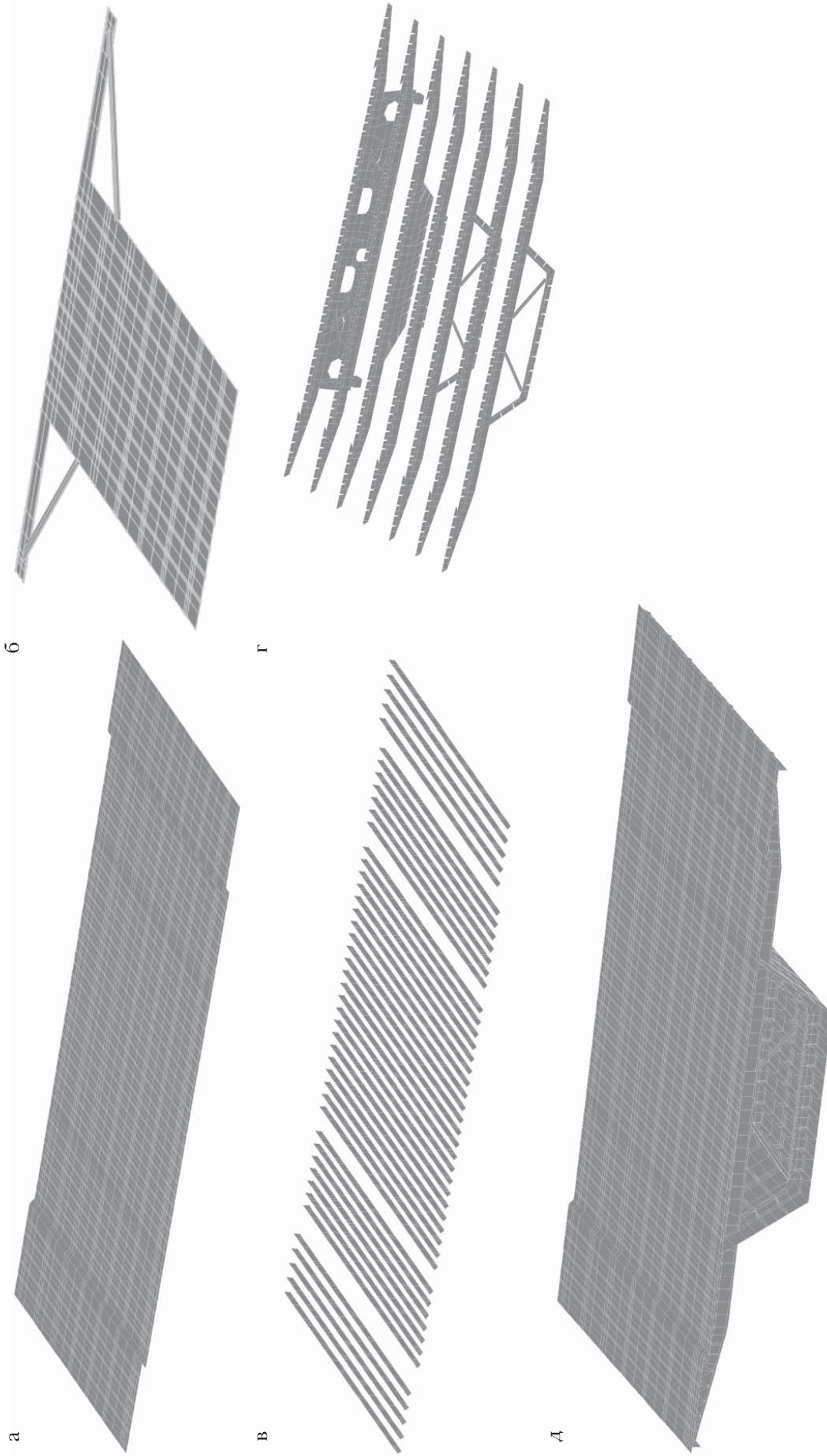


Рисунок 4 – Скінченно-елементна модель опорного укрупненого блока прогонової будови естакади через шлюзи: а - модель верхнього листа настилу; б - модель нижнього листа настилу; в - модель поздовжніх ребер; г - модель поперечних балок; д - загальна модель укрупненого блока

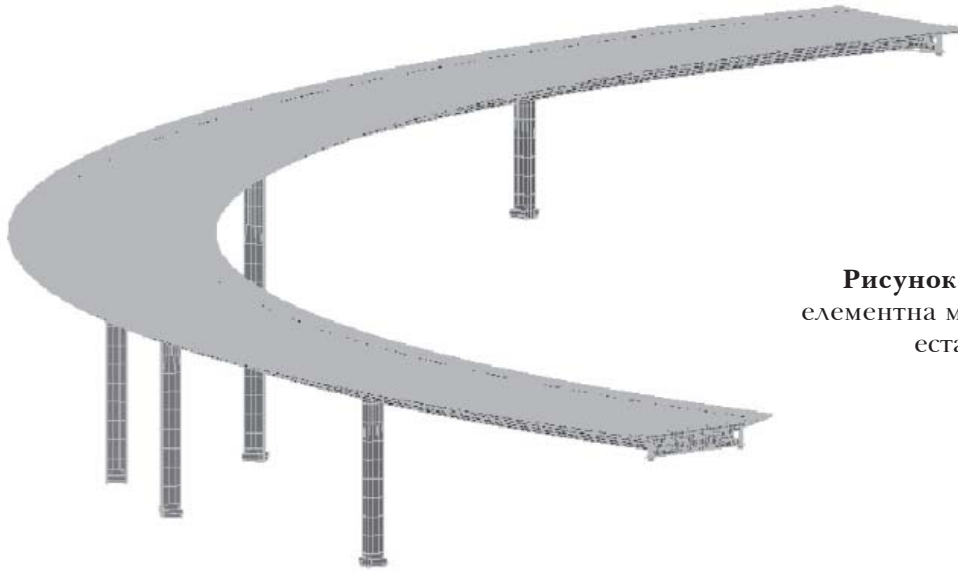


Рисунок 5 – Загальна скінченно-елементна модель прогонової будови естакади через шлюзи

Постійне навантаження на прогонову будову естакади через шлюзи являє собою власну вагу її конструктивних елементів і для просторового розрахунку враховувалось приведенням навантаження до розподіленого за всією шириною конструкції. Загалом було прийнято сім складових постійного навантаження, значення яких викладено у таблиці 1.

Що ж стосується тимчасового навантаження на прогонову будову естакади через шлюзи, то для просторового розрахунку були прийняті дві його складові, а саме: автомобільне навантаження Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункове рівномірно розподілене навантаження від натовпу людей на тротуарі ($q = 0,4 \text{ тс/м}^2$). В частині ж колісного навантаження НК-80 від одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс вкажемо на добре відомий розрахунковий критерій,

згідно якому при перевірці існуючої споруди з великими прогонами воно (навантаження НК-80) спричиняє виключно локальний вплив і саме через це вважається нерозрахунковим. Схема прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогонової будови наведена на рис. 6, де під R_{30} розуміється складова від автомобільного навантаження, яка задається між і вдовж двох коліс транспортного засобу.

З наведених вище даних випливає, що загалом у розрахунку були враховані дві групи навантажень: постійні й тимчасові. Отже, загальна кількість сполучень розрахункових навантажень завдяки симетричності споруди естакади через шлюзи склала сім, при цьому постійні навантаження та натовп були присутні у всіх сполученнях.

Для кожної характерної розрахункової точки перерізу прогонової будови естакади через шлюзи

Таблиця 1 - Складові постійного навантаження від конструктивних елементів прогонової будови існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи гідротехнічних споруд ДніпроГЕС

Ч/ч	Найменування конструктивного елементу	Характеристичне значення, тс/м.п.	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове значення, тс/м.п.
1.	Прогонова будова	6,68	1,25	8,35
2.	Опора освітлення	0,17	1,25	0,21
3.	Монорельси	0,17	1,25	0,21
4.	Бар'єрне огородження	0,07	1,25	0,09
5.	Перила	0,05	1,25	0,06
6.	Комунікації	1,50	1,25	1,88
7.	Покриття проїзної частини	2,15	2,00	4,30
	Разом	10,79		15,10



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

6. РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНИХ РОЗРАХУНКІВ НЕСУЧОЇ ОІ ЗДАТНОСТІ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ

Зважаючи на зазначене розглянемо роботу прогонової будови естакади через шлюзи при одному з розрахункових сполучень навантажень, а саме: постійного та тимчасового навантаження у складі автомобільного навантаження Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункового рівномірно розподіленого навантаження від натовпу людей на тротуарі. Результати чисельних розрахунків у вигляді ізополів вертикальних переміщень і нормальних напружень у листах настилу ортотропної плити та дотичних напружень у похилих стінках головних балок відтворені на рис. 7 – 9.

Як відслідковується з аналізу отриманих результатів, лист настилу ортотропної плити прогонової будови естакади через шлюзи має два типи принципово відмінних зон вертикальних переміщень (рис. 7). Перша з них розташована в місцях опорних діафрагм і між сталевими колонами й охоплює всю довжину проїзної частини ортотропної плити по внутрішній дузі з максимальними позитивними значеннями переміщень до 6,31 мм. Друга ж зона простягається по зовнішній дузі проїзної частини, де лист настилу прогинається

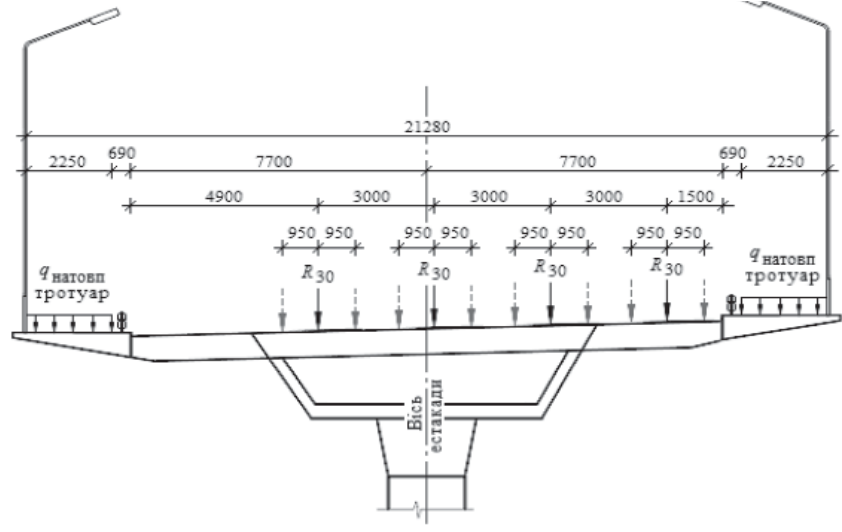


Рисунок 6 – Схема прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогонової будови естакади через шлюзи

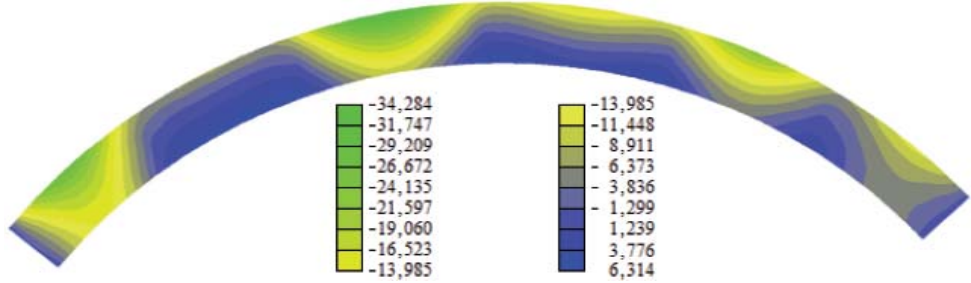


Рисунок 7 – Ізополі вертикальних переміщень w у листі настилу ортотропної плити, мм

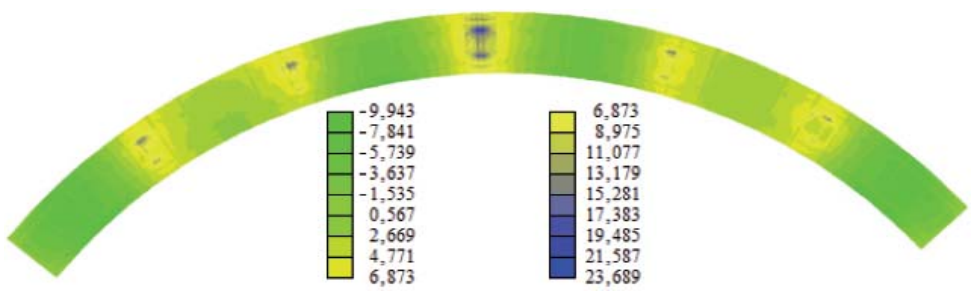


Рисунок 8 – Ізополі нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс / см²

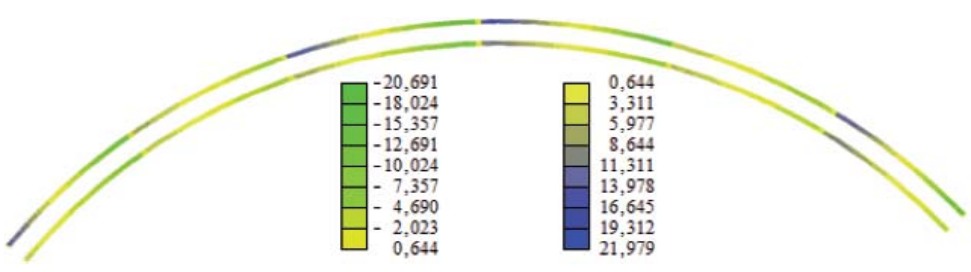


Рисунок 9 – Ізополі дотичних напружень τ_{xy} у похилих стінках головних балок, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс / см²



донизу з максимальними значеннями прогину 34,28 мм. Що ж стосується розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 8), зазначимо, що лист настилу в місцях опорних діафрагм і в центрах прогонів між трьома середніми колонами сприймає напруження стиснення в межах $\sigma_x = 153 - 994$ кгс /см², а загалом є розтягнутим у межах $\sigma_x = 56 - 2368$ кгс /см². Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується симетричний напружений стан (рис. 9): в деяких фрагментах цих стінок присутні напруження стиску (у межах до $\tau_{xy} = 2069$ кгс /см²), в інших - розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 2197$ кгс /см²), що обумовлено особливостями опирання головних балок на сталеві колони.

Отже, спираючись на попередні міркування, можна зазначити, що лист настилу ортотропної плити знаходиться у дещо недонапруженому стані. Роз'яснити ж вказане можна досить легко, оскільки призначення його (листа) геометричних розмірів проводиться насамперед із урахуванням конструктивних вимог до споруди загалом, через що вони значно перевищують розміри нижнього листа прогонової будови, напруження в якому близькі до граничних.

А тепер продовжимо аналіз параметрів НДС конструктивних елементів ортотропної плити. На рис. 10 і 11 для одного з типових укрупнених блоків прогонової будови естакади через шлюзи (в даному випадку передостаннього) представлено графічні залежності зміни параметрів НДС уздовж локальних поздовжньої і поперечної осей, які проходять посередині цього блоку (орієнтація локальних осей відображена на рис. 12). І одразу звернемо увагу на те, що суцільна чорна крива на цих графіках відповідає дійсній роботі прогонової будови з врахуванням дефектів і пошкоджень (зокрема корозійних) мостових конструкцій, виявлених під час останніх спеціальних обстежень естакади через шлюзи (нагадуємо, що ці дефекти і пошкодження наведені в статті авторів [7]), а суцільна синя лінія – відображає роботу її проектного стану.

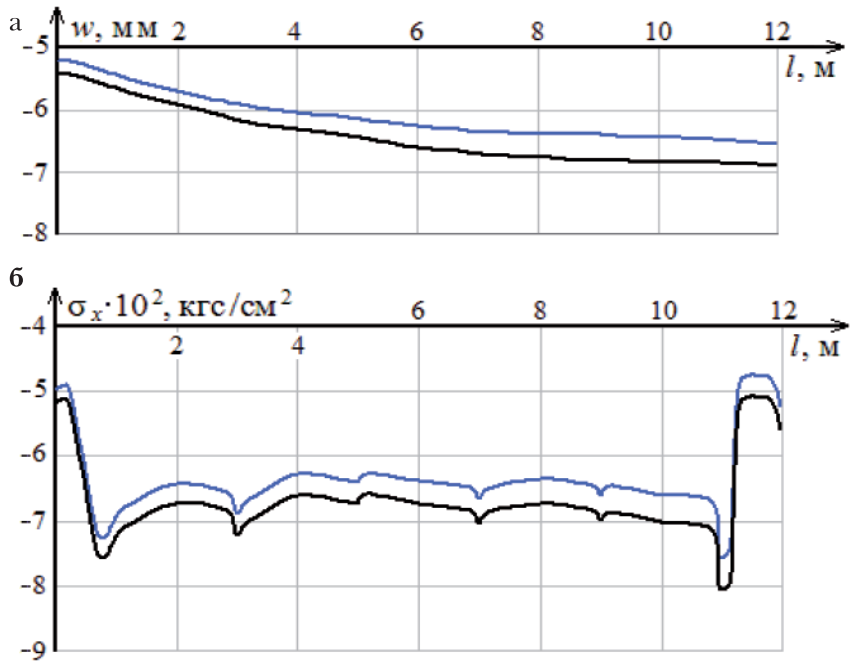


Рисунок 10 – Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поздовжньої осі укрупненого блоку прогонової будови естакади через шлюзи: а - вертикальні переміщення; б - нормальні напруження

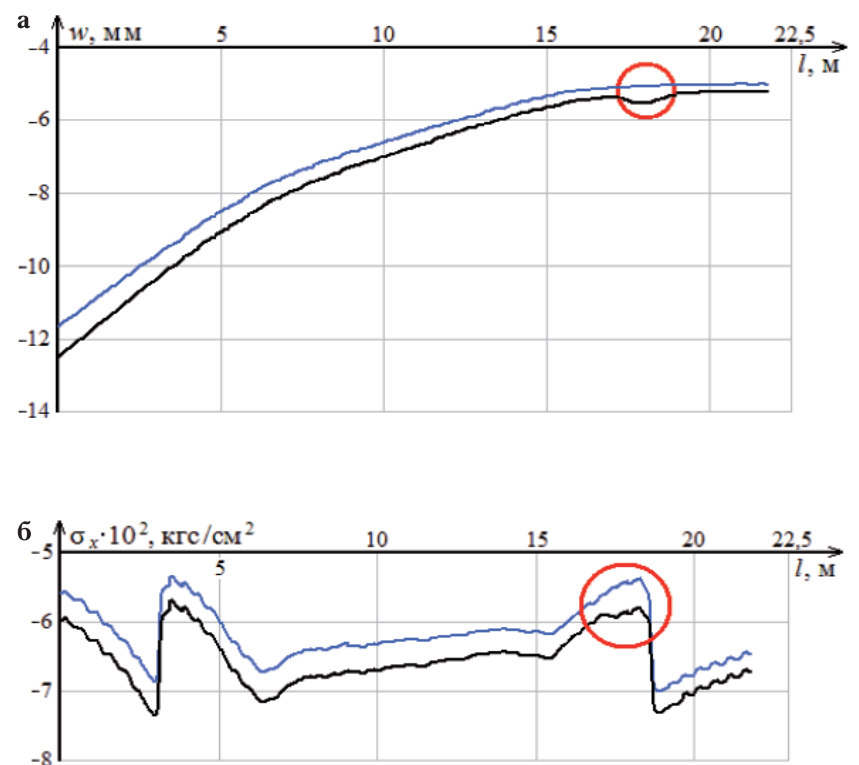


Рисунок 11 – Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поперечної осі укрупненого блоку прогонової будови естакади через шлюзи: а - вертикальні переміщення; б - нормальні напруження; О - зона біля тротуару

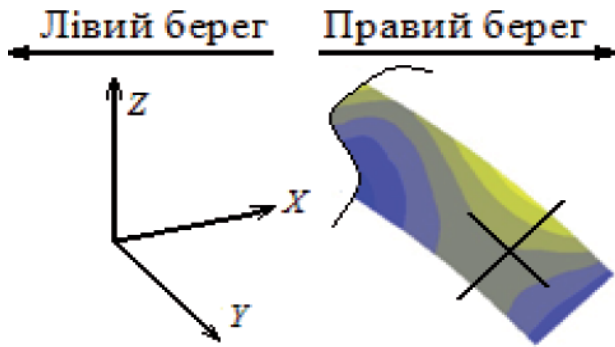


Рисунок 12 – Орієнтація локальних осей, використаних при побудові графічних залежностей зміни параметрів НДС в листі настилу ортотропної плити

Якщо уважно проаналізувати представлені на рис. 10 і 11 графіки, то можна дійти до цілком очікуваного якісного висновку, що набуті за час експлуатації дефекти та пошкодження прогонової будови автопроїзду впливають на параметри НДС мостових конструкцій. Що ж стосується кількісної оцінки цього впливу, слід вказати на те, що розбіжність між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану знаходиться у межах від 7 до 10,5% майже для всіх конструктивних елементів у результаті практично рівномірної довготривалої корозії металу з незначним ослабленням поперечних перерізів (одночасно з рис. 11, б також впливає, що у листі настилу ортотропної плити над боковими стінками головної балки прогонової будови присутні неістотні хвилеподібні коливання значень нормальних напружень, викликані умовами взаємодії листа та бокових стінок.

Виняток із зазначеного становить тільки зона завширшки біля 0,5 – 0,7 м, яка прилягає до тротуару і простягається за всією довжиною естакади через шлюзи (рис. 1, 2). А особливість цієї зони зводиться до того, що на ній, на відміну від усіх інших елементів прогонової будови автопроїзду, в значній мірі присутня нерівномірна корозія металу конструктивних елементів (зокрема, у вигляді

плям, виразок, пітингу тощо), викликана впливом дощових опадів (влітку) і розчинів агресивних протижелезних соляних сумішей (у зимовий період), які потрапляють на неї шляхом стікання по нахиленій верхній площині ортотропної плити (рис. 3) із подальшим накопиченням біля бордюру у вигляді калюж і, як наслідок, просочуванням у її (плити) внутрішній простір. Через це у цій зоні різниця між переміщеннями і напруженнями проектного та дійсного стану (не зважаючи на їх не надто суттєві значення) збільшується приблизно у 1,5 – 2 рази і досягає 16 – 20%, про що виразно свідчить рис. 11.

7. МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ З ВИКОРИСТАННЯМ КОЕФІЦІЄНТА РЕДУКЦІЇ

Звернемо увагу на те, що загальні положення винесеної у назву даного розділу методики викладені у чинному нормативному документі [3], а її деталізація і послідовність застосування стосовно конкретного прикладу прогонової будови із ортотропною сталеву плитою проїзної частини існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС – у роботах авторів [8 – 10]. Із урахуванням цього в даній статті згадана методика повторно не викладається, проте якщо у читачів все ж таки виникне бажання з нею ознайомитися, вони можуть достатньо легко звернутися до перелічених публікацій.

8. Результати розрахунків прогонової будови з використанням коефіцієнта редукції

Розрахунок ортотропних плит прогонової будови зазвичай проводиться у два прийоми (переважно з метою порівняння отриманих результатів): спочатку застосовується інженерно-аналітичний метод, а потім – чисельний (як правило, метод скінченних елементів) [3]. З огляду на це спершу дослідження прогонової будови з ортотропною плитою естакади через шлюзи проведені з використанням коефіцієнта редукції ширини полиці β , який знаходиться у функціональній залежності від ефективної ширини полиці b_{eff} . Оскільки, як зазна-

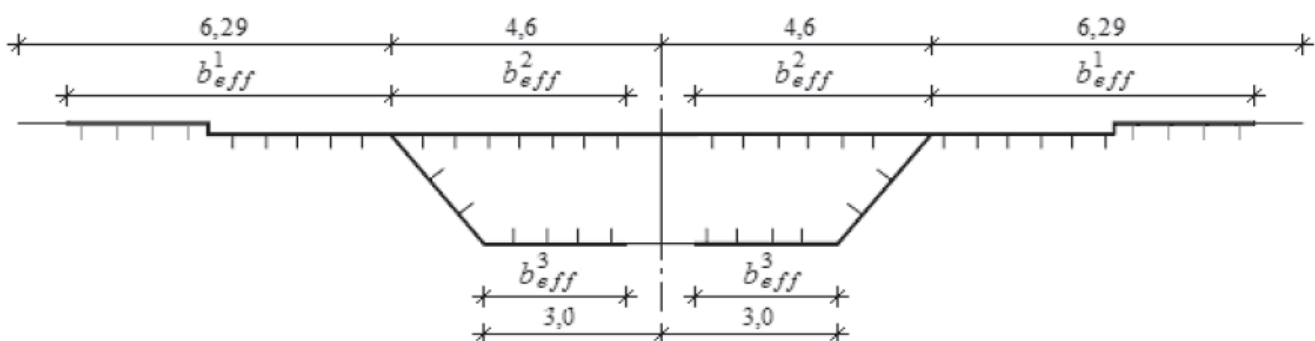


Рисунок 13 – Поперечний переріз прогонової будови із зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – консольна плита (ділянка N 1); 2 – внутрішня плита верхня (ділянка N 2); 3 – внутрішня плита нижня (ділянка N 3)



чено в [3], задля визначення параметру b_{eff} при пружній роботі конструкції від навантаження не відіграє жодної ролі, то з метою спрощення обчислення нормальних напружень доцільно використовувати власну вагу прогонової будови. Що ж стосується безпосередньо коефіцієнтів редукції, то для їх підрахунку перерізи епюр нормальних напружень у листі прогонової будови необхідно робити в характерних точках – на опорах та у чвертях прогонів, а схему з позначенням розрахункових ділянок цих коефіцієнтів у поперечному перерізі прогонової будови представляти у зображеному на рис. 13 вигляді.

Побудовані у такий спосіб графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови представлені на рис. 14.

Перейдемо наразі до розгляду результатів чисельних розрахунків прогонової будови. Проте, перш ніж безпосередньо приступити до дослідження коефіцієнта редукції ширини полиці, спочатку звернемося до самих цих результатів із метою виявлення й узагальнення найменших нюансів роботи конструктивних елементів прогонової будови під навантаженням. Насамперед розглянемо розподілення вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок, ізополя яких представлено на рис. 15 – 17.

Як видно з рис. 15, лист настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови автопроїзду має одну зону вертикальних переміщень, а саме прогин донизу. В районі опорних діафрагм та сталевих колон значен-

ня переміщень майже дорівнюють 0 мм, що цілком зрозуміло. Між колонами лист настилу прогинається донизу з максимальними значеннями прогину до 12 мм. З огляду на вказане слушно зауважити, що зважаючи на неістотність цих переміщень їх характер точніше можна визначити навіть не як вигин листа настилу, а як майже непомітну зміну його проектного положення. Що ж стосується характеру розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 16), вкажемо на те, що лист настилу зазнає стиснення в прогонах між колонами та опорними діафрагмами із коливаннями значень напружень: від $\sigma_x = 30$ кгс /см² до $\sigma_x = 537$ кгс /см². А в місцях розташування опорних діафрагм та сталевих колон є наявними напруження розтягу, які знаходяться в межах від $\sigma_x = 70$ кгс /см² до $\sigma_x = 1083$ кгс /см². Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується симетричний напружений стан (рис. 17), що знаходить своє відображення у наявності в деяких фрагментах цих стінок незначних за значеннями напружень стиску (у межах до $\tau_{xy} = 985$ кгс /см²) і розтягу (у межах до $\tau_{xy} = 1043$ кгс /см²).

Побудовані шляхом опрацювання представлених вище результатів чисельного методу розрахунку графіки залежності між коефіцієнтом редукції β та довжиною прогону L для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (схема яких наведена на рис. 18) зображені на рис. 19. Зауважимо, що особливість цього рисунку (у порівнянні з результатами інженерного розрахунку на рис. 14) полягає у трьох додаткових графіках β_4, β_5 і β_6 для верхньої правої консольної плити, а також для внутрішніх верхньої і нижньої ділянок

плити. Останнє є наслідком того, що згідно методики [3] коефіцієнти редукції для внутрішніх ділянок ортотропної плити вважаються однаковими, тоді як при використанні чисельного розрахунку отримуються різні значення, що пов'язано, по-перше, з кривизною прогонової будови в плані й, по-друге, з несиметричністю завантаження прогонової будови складовими тимчасового навантаження (рис. 6).

Одночасно в таблицях 2 – 5 із метою оцінювання близькості отриманих із застосуванням інженерно-аналітичного (для якого в таблицях прийнято позначення I) та чисельного (який у таблицях позначено як II) методів розрахун-

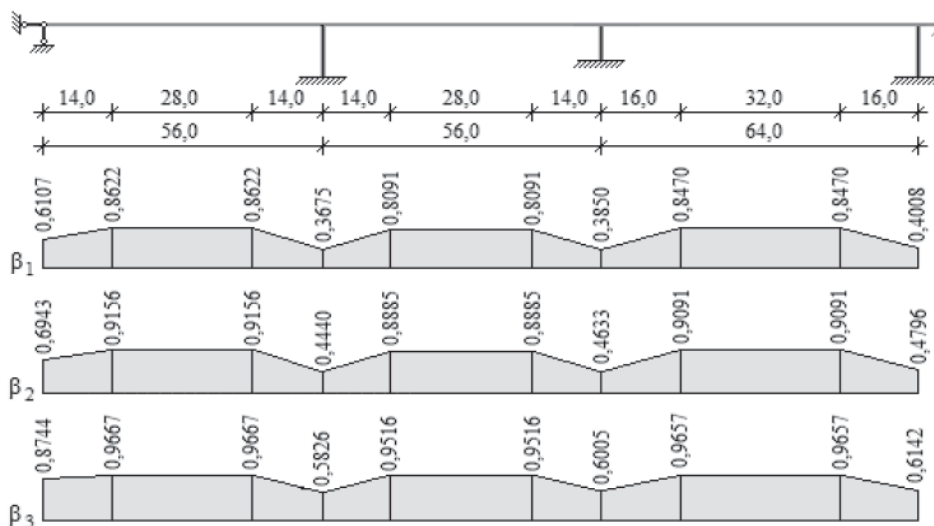


Рисунок 14 – Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку [3] (розміри ділянок прогонової будови естакади через шлюзи вказані по осі естакади)

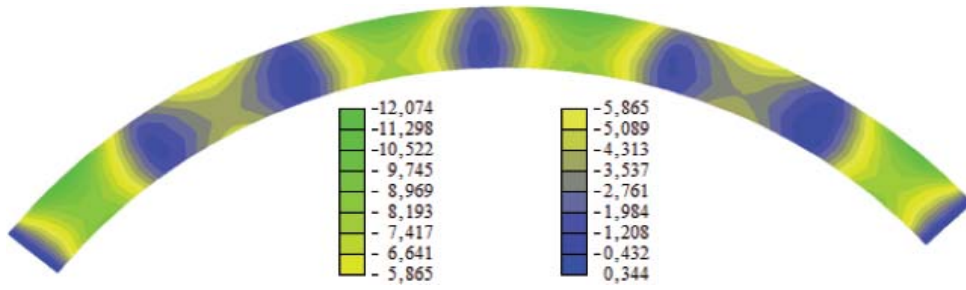


Рисунок 15 – Ізополя вертикальних переміщень w у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, мм

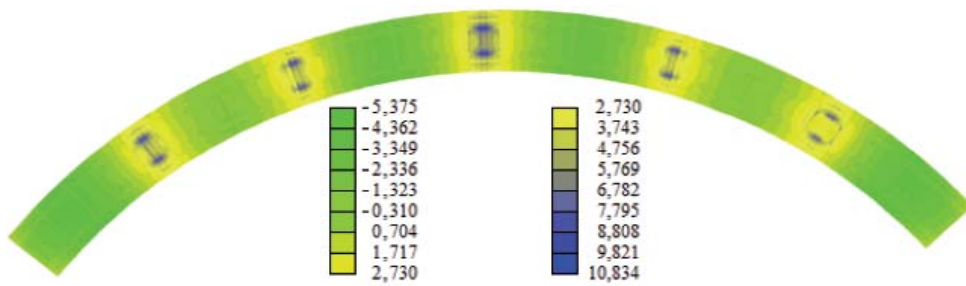


Рисунок 16 – Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, $\sigma_x \cdot 10^2$ кг/см²

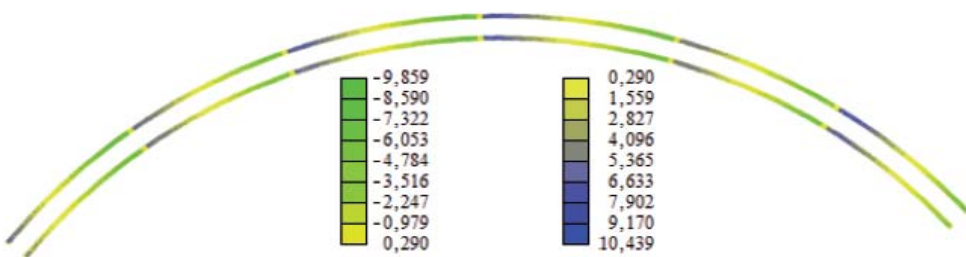


Рисунок 17 – Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок від постійного навантаження, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кг/см²

ку результатів визначення коефіцієнта редукції β відображені відповідні дані для шістьох розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови на опорах і в прогонах й вказана різниця між ними. А задля кращого розуміння наведених у таблицях даних, привернемо увагу ще до того, що розташування розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови для двох методів розрахунку зображено на рис. 13 і 18, нумерація опор естакади через шлюзи міститься на рис. 1, а в таблицях 4, 5 для чисельного методу розрахунку представлено по дві величини коефіцієнтів редукції у різних чвертях прогонів для кожного прогону.

Як засвідчують дані в таблицях 2, 3, коефіцієнти редукції, обчислені з використанням чисельного розрахунку й за Додатком «Д» [3] майже для всіх (за виключенням двох) надпорних ділянок ортотропної плити, достатньо суттєво відрізняються один від одного – від 10,75 до 56,2%. В той же час із таблиць 4, 5 випливає, що для прогонових ділянок ортотропної плити це відхилення загалом є меншим, а саме: для

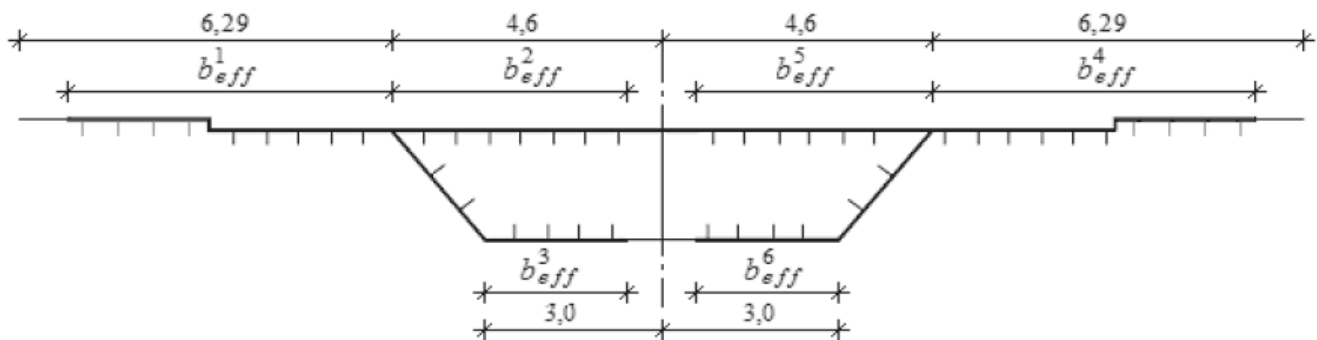


Рисунок 18 – Поперечний переріз прогонової будови з зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – консольна плита ліва (ділянка N 1); 2 – внутрішня плита ліва верхня (ділянка N 2); 3 – внутрішня плита ліва нижня (ділянка N 3); 4 – консольна плита права (ділянка N 4); 5 – внутрішня плита права верхня (ділянка N 5); 6 – внутрішня плита права нижня (ділянка N 6)

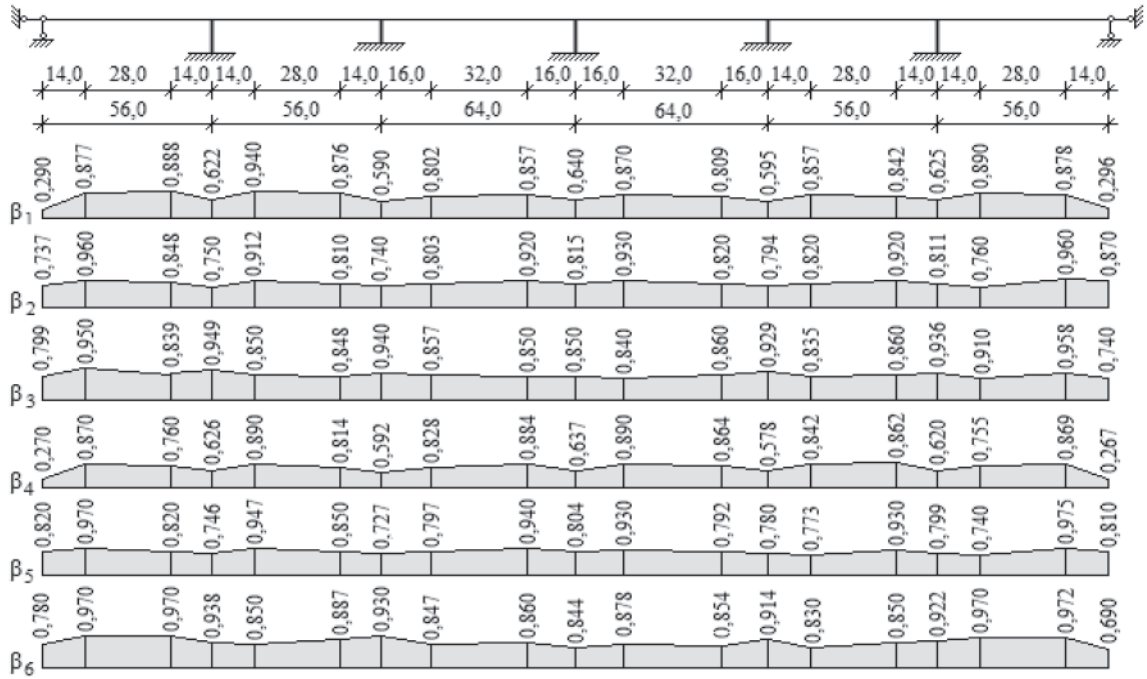


Рисунок 19 – Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови $\beta = f(L)$, побудовані з використанням чисельного методу розрахунку (розміри ділянок прогонової будови естакади через шлюзи вказані по осі естакади)

Таблиця 2 - Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для опор №№ 0 – 3

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β											
	Опора № 0		Різниця, я, %	Опора № 1		Різниця, я, %	Опора № 2		Різниця, я, %	Опора № 3		Різниця, я, %
	I	II		I	II		I	II		I	II	
1	0,61	0,29	52,45	0,368	0,622	40,8	0,385	0,59	34,7	0,401	0,64	37,3
2	0,694	0,737	5,83	0,444	0,75	40,8	0,463	0,74	37,4	0,479	0,815	41,2
3	0,874	0,799	8,58	0,583	0,949	38,6	0,601	0,94	36,1	0,614	0,85	27,7
4	0,61	0,27	55,73	0,368	0,626	41,2	0,385	0,592	34,9	0,401	0,637	37,0
5	0,694	0,82	15,36	0,444	0,746	40,5	0,463	0,727	36,3	0,479	0,804	40,4
6	0,874	0,78	10,75	0,583	0,938	37,8	0,601	0,93	35,4	0,614	0,844	27,3

Таблиця 3 - Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для опор №№ 4 – 6

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Опора № 4		Різниця, %	Опора № 5		Різниця, %	Опора № 6		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,385	0,595	35,3	0,368	0,625	41,1	0,61	0,296	51,4
2	0,463	0,794	41,7	0,444	0,811	45,3	0,694	0,87	20,2
3	0,601	0,929	35,3	0,583	0,936	37,7	0,874	0,74	15,3
4	0,385	0,578	33,4	0,368	0,62	40,6	0,61	0,267	56,2
5	0,463	0,78	40,6	0,444	0,799	44,4	0,694	0,81	14,3
6	0,601	0,914	34,2	0,583	0,922	36,7	0,874	0,69	21,0



Таблиця 4 - Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для прогонів 0 – 1, 1 – 2, 2 – 3

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Прогін 0 – 1		Різниця, %	Прогін 1 – 2		Різниця, %	Прогін 2 – 3		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,862	0,888	3,02	0,809	0,94	16,19	0,847	0,857	1,18
		0,877	1,74		0,876	8,28		0,802	5,31
2	0,916	0,96	4,8	0,889	0,912	2,59	0,909	0,92	1,21
		0,848	7,42		0,81	8,89		0,803	11,66
3	0,967	0,95	1,79	0,952	0,85	12,0	0,966	0,857	12,72
		0,839	13,24		0,848	10,92		0,85	12,01
4	0,862	0,87	0,93	0,809	0,89	10,01	0,847	0,884	4,37
		0,76	11,83		0,814	0,62		0,828	2,24
5	0,916	0,97	5,89	0,889	0,947	6,52	0,909	0,94	3,41
		0,82	10,48		0,85	4,39		0,797	12,32
6	0,967	0,97	0,03	0,952	0,887	7,33	0,966	0,86	12,33
		0,97	0,03		0,85	10,71		0,847	12,32

Таблиця 5 - Розрахункові значення коефіцієнтів редукції β для прогонів 3 – 4, 4 – 5, 5 – 6

Номер ділянки	Коефіцієнти редукції β								
	Прогін 3 – 4		Різниця, %	Прогін 4 – 5		Різниця, %	Прогін 5 – 6		Різниця, %
	I	II		I	II		I	II	
1	0,847	0,87	2,72	0,809	0,857	5,93	0,862	0,89	3,25
		0,809	4,49		0,842	4,08		0,878	1,86
2	0,909	0,93	2,31	0,889	0,92	3,49	0,916	0,96	4,8
		0,82	9,79		0,82	7,76		0,76	17,03
3	0,966	0,86	12,33	0,952	0,86	10,69	0,967	0,958	0,94
		0,84	13,04		0,835	12,29		0,91	5,89
4	0,847	0,89	5,08	0,809	0,862	6,55	0,862	0,869	0,81
		0,864	2,01		0,842	4,08		0,755	12,41
5	0,909	0,93	2,31	0,889	0,93	4,61	0,916	0,975	6,44
		0,792	12,87		0,773	13,05		0,74	19,21
6	0,966	0,878	10,02	0,952	0,85	12,0	0,967	0,972	0,52
		0,854	11,59		0,83	12,82		0,97	0,31



Таблиця 6 - Розрахункові значення нормальних і дотичних напружень в елементах головної балки прогонової будови

Абсциса поперечного перерізу прогонової будови, м	Елемент поперечного перерізу головної балки	Нормальні напруження σ_x , кгс/см ²		Різниця, %	Дотичні напруження τ_{xy} , кгс/см ²		Різниця, %
		I	II		I	II	
$x = 0;$ $x = 352,0$	стінка	–	–	–	1279	1195	6,5
$x = 28,0;$ $x = 324,0$	верхній пояс	997	861	13,6	–	–	–
	стінка	–	–	–	496	203	59,0
	нижній пояс	2269	1830	19,3	–	–	–
$x = 56,0;$ $x = 296,0$	верхній пояс	2003	1771	11,5	–	–	–
	стінка	–	–	–	1015	1304	22,1
	нижній пояс	2712	2702	0,4	–	–	–
$x = 84,0;$ $x = 268,0$	верхній пояс	572	516	9,7	–	–	–
	стінка	–	–	–	454	259	42,9
	нижній пояс	1513	1382	8,6	–	–	–
$x = 112,0;$ $x = 240,0$	верхній пояс	1932	1436	25,6	–	–	–
	стінка	–	–	–	1657	1106	33,2
	нижній пояс	2519	2190	13,0	–	–	–
$x = 144,0;$ $x = 208,0$	верхній пояс	842	729	13,4	–	–	–
	стінка	–	–	–	515	185	64,0
	нижній пояс	1687	1521	9,8	–	–	–
$x = 176,0$	верхній пояс	2160	1810	16,2	–	–	–
	стінка	–	–	–	1475	1186	19,5
	нижній пояс	2499	2091	16,3	–	–	–

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

переважної кількості ділянок становить не більше 10 – 11%, а для інших – незначно перевищує це значення. Проте така розбіжність має доволі просте тлумачення, пов'язане з двома суттєвими конструктивними відмінностями між реальною конструкцією й тією, яка прийнята в Додатку «Д» [3] при застосуванні інженерно-аналітичного методу.

Перша з цих відмінностей полягає в тому, що в Додатку «Д» [3] будь-яка прогонова будова, незалежно від її конфігурації та геометричних параметрів, апроксимується у вигляді прямої балки

з проміжними опорами. На відміну від цього, кожен блок прогонової будови естакади через шлюзи є повернутим у плані відносно попереднього, створюючи у такий спосіб закінчену криволінійну споруду з радіусом кривини 200 м, що й призводить до досить істотного перерозподілу напружень порівняно з прямою в плані конструкцією. А друга відмінність зводиться до того, що проміжні опори естакади являють собою колони коробчастого поперечного перерізу з жорсткими вузловими з'єднаннями з прогоною будовою, які в Додатку «Д» [3] взагалі не розглядаються, що, в



результаті, вносить додаткові корективи у розподіл нормальних напружень в ортотропній плиті. І саме тому перелічені конструктивні відмінності й зумовлюють розбіжність в отриманих значеннях коефіцієнтів редукції. Навіть більше, це означає, що для нестандартних конструкцій, на кшталт естакади через шлюзи, реальні значення коефіцієнтів редукції можна визначити лише за результатами чисельних розрахунків.

До речі, вказаний висновок стосується обчислення й інших параметрів НДС прогонової будови естакади через шлюзи. Сказане підтверджують і дані таблиці 6, в якій згруповані результати розрахунків із використанням інженерно-аналітичного і чисельного методів розрахунку щодо нормальних і дотичних напружень в елементах її головної балки.

З даних, представлених у таблиці, чітко відслідковується, що визначені з використанням інженерно-аналітичного методу розрахунку нормальні й дотичні напруження в елементах головної балки прогонової будови мають більші значення порівняно з тими, які розраховані за допомогою чисельного методу. Наприклад, якщо ця різниця для нормальних напружень загалом не перевищує 14%, то у поперечних перерізах головної балки у крайніх прогонах і над двома проміжними опорами вона досягає величини 25,6%. Що ж стосується дотичних напружень, то тут присутня дещо інша ситуація, оскільки в цьому випадку різниця між результатами двох методів розрахунку помітно зростає, а її максимальна величина становить 64,0%.

На причинах такого розходження наразі зупинятися не будемо, тому що вони вже були розкриті вище. Однак звертаємо увагу на те, що отриманий результат зайвий раз підтверджує судження, що методика Додатку «Д» [3] є відчутно консервативною, а чисельний метод, завдяки можливості відображення в розрахунковій моделі конструктивних особливостей досліджуваних конструкцій шляхом їх максимальної деталізації, дозволяє отримувати значно якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків.

ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ РОЗРОБОК

В статті продовжено започаткований та розвинений у попередніх публікаціях авторів [8 – 10] розгляд методологічних аспектів комплексного підходу до розрахунку й аналізу роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини та їх прикладання до дослідження реальних мостових споруд. В якості об'єкту дослідження (на відміну від робіт [8 – 10]) прийнято прогонову будову існуючого автопроїзду по естакаді через шлюзи гідротехнічних споруд ДніпроГЕС, розрахункова модель якої створена з урахуванням дійсного

технічного стану конструктивних елементів на основі результатів виконаних інженерних обстежень. Визначено коефіцієнти редукції шляхом застосування інженерно-аналітичного (нормативного) та чисельного (скінченних елементів) методів розрахунку. Наведено й проаналізовано результати чисельного методу у вигляді вертикальних переміщень і нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок. Виконано порівняння отриманих результатів та надані рекомендації щодо застосування методів розрахунку.

Нові результати і, як наслідок, сформульовані на їх базі рекомендації полягають в наступному:

1. Розрахункове оцінювання мостових споруд у неодмінному порядку слід здійснювати з оглядом на їх дійсний технічний стан, встановлений за результатами проведених інженерних обстежень.
2. При побудові скінченно-елементної моделі мостових конструкцій врахування визначених під час виконання інженерних обстежень дефектів, пошкоджень і руйнувань конструктивних елементів внаслідок їх значної кількості рекомендується проводити не прямим їх відтворенням, а опосередковано – коригуванням товщини скінченних елементів у залежності від існуючої відповідної «вади» зі збереженням інших геометричних і жорсткісних параметрів. Причому величину цього коригування слід визначати усереднюючи наявні «вади» по поверхні конструктивного елемента.
3. При проведенні досліджень мостових споруд, які мають набуті під час експлуатації дефекти, пошкодження і руйнування, а також тих, яким властиві нестандартні конструктивні рішення, краще використовувати чисельні методи розрахунку з двох підстав. Перша з них полягає в тому, що тільки чисельні методи дозволяють досягти при побудові числової моделі максимально можливої деталізації конструкції і, як наслідок, отримати більш якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків; друга – пов'язана з відсутністю у чинній нормативній документації методик, які передбачали б врахування результатів інженерних обстежень конструктивних елементів мостових споруд і застосованих нестандартних конструктивних рішень, а тому визначені за допомогою цих методик результати призводять до великих похибок.
4. Оскільки дефекти, пошкодження і руйнування, які присутні в конструктивних елементах мостових споруд, що експлуатуються протягом багатьох десятиріч років,



- у значній мірі негативно впливають на роботу цих елементів під навантаженням, рекомендується з урахуванням результатів розрахунків розробляти необхідні організаційні пропозиції (зокрема, щодо обмеження інтенсивності руху легкових автомобілів і громадського транспорту, спеціального режиму пропуску великогазових і великогабаритних транспортних засобів, постійного моніторингу технічного стану конструкцій тощо) з метою продовження термінів експлуатації мостових споруд і забезпечення їх безпеки до закінчення відповідних ремонтних робіт.
5. Через те, що обмеження інтенсивності руху транспортних засобів по мостовим спорудам на практиці завжди мають тимчасовий характер, слід проводити визначені під час виконання інженерних обстежень рекомендації з підсилення конструктивних елементів із дефектами, пошкодженнями й руйнуваннями якнайшвидше задля повернення їх первісної (проектної) несучої здатності.
 6. Зважаючи на те, що чинні нормативні документи не містять положень із розрахунку та проектування мостових споруд із урахуванням даних інженерних обстежень і нестандартних конструктивних рішень, рекомендується доповнювати ці нормативні документи відповідними розділами.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 19282-73. Сталь низколегированная толстолистовая и широкополосная универсальная. Технические условия. Москва: ГК стандартов Совета Министров СССР, 1973. 9 с.
2. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження і впливи. Мости та труби. Київ: Мінрегіон України, 2009. 66 с.
3. ДБН В.2.3-26:2010. Споруди транспорту. Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. Київ: Мінрегіон України, 2011. 195 с.
4. Киреенко В.И. (Заявитель ГПИ «Укрпроектстальконструкция»). Стыковое соединение металлических ортотропных плит настила проезжей части моста. – А. С. № 431279 (СССР). Официальный бюллетень ГК СССР по делам изобретений и открытий. 1974. № 21. С. 126.
5. СНиП II-Д.7-62. Мосты и трубы. Нормы проектирования. Москва: Госстрой СССР, 1963. 70 с.
6. СН 200-62. Технические условия проек-

тирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. Москва: Госстрой СССР, 1962. 328 с.

7. Шимановський О. В., Шалінський В.В. Щодо обстеження естакади через шлюзи автодорожного переходу по гідротехнічних спорудах Дніпровської ГЕС. Промислове будівництво та інженерні споруди. 2021. № 2. С.30 - 35.
8. Шимановський О. В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Напружений стан ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського / Під загальною редакцією члена-кореспондента НАН України, заслуженого діяча науки і техніки України, доктора технічних наук, професора О. В.Шимановського. Київ: Видавництво «Сталь», 2020. Вип. 25 - 26. С. 4 - 38.
9. Шимановський О. В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Особливості розрахунку та роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини з урахуванням їх дійсного технічного стану. Промислове будівництво та інженерні споруди. 2020. № 3. С.2 - 16.
10. Шимановський О. В., Шалінський В.В., Шимановська М.О. Закономірності впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень на технічний стан мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини. Промислове будівництво та інженерні споруди. 2021. № 2. С.3 - 18.

REFERENCES

1. GOST 19282-73. (1973) Low-alloyed plate strip universal steel. Specifications. – Moscow: USSR National Committee on Standards at the Cabinet of Ministers.
2. DBN V.1.2-15:2009. (2009) Loading and effects. Bridges and pipes. – Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing of Ukraine.
3. DBN V.2.3-26:2010. (2011) Bridges and pipes. Steel structures. Design guidelines. – Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing of Ukraine.
4. Kireienko V. I. (1974) (Applicant GPI «Ukrproektstalkonstruktsiya»). Butt joint of metal orthotropic deck plates for bridge carriageway decking. – Certificate of Authorship № 431279 (USSR) // Official Bulletin of the USSR State Committee for Inventions and Discoveries. № 21, 126.



5. SNIP II-D. 7-62. (1963) Bridges and pipes. Design rules. Moscow: State Committee of the USSR Council of Ministers for Construction.
6. SN 200-62. (1962) Technical specifications for design of railway, road and city bridges and pipes. Moscow: State Committee of the USSR Council of Ministers for Construction.
7. Shimanovsky O. V., Shalinsky V. V. (2021) Regarding the survey of the overpass over gateways of the highway crossing on hydraulic structures of the Dnieper HPP. *Industrial Construction and Engineering Structures*, 2, 30 – 35.
8. Shimanovsky O. V., Shalinsky V. V., Shimanovska M. O. (2020) Stress state of orthotropic deck plates of the carriageway of bridge superstructures considering the effect from operational defects and damage. *Proceedings of V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction*. Edited by the Corresponding Member of NAS of Ukraine, Honoured Worker of Science and Technology of Ukraine Dr. Sc. (Eng.), Prof. O. V. Shimanovsky. Kyiv: Publishing House «Stal», Issue 25-26, 4–38.
9. Shimanovsky O. V., Shalinsky V. V., Shimanovska M. O. (2020) Peculiarities of calculation and operation of bridge superstructures with orthotropic deck plates of the carriageway considering their actual technical condition. *Industrial Construction and Engineering Structures*, 3, 2–16.
10. Shimanovsky O. V., Shalinsky V. V., Shimanovska M. O. (2021) Patterns of influence of operational defects and damages on technical condition of bridge superstructures with orthotropic deck plates of the carriageway. *Industrial Construction and Engineering Structures*, 2, 3–18.

Стаття надійшла до редакції 28.10.2021 року