

УДК 624.21.014.2

## **Напружений стан ортотропних плит проїзної частини мостових прогонових будов із урахуванням впливу експлуатаційних дефектів і пошкоджень**

**Шимановський О. В.**, член-кореспондент НАН України,  
заслужений діяч науки і техніки України, д-р техн. наук,  
**Шалінський В. В.**, канд. техн. наук, **Шимановська М. О.**, канд. техн. наук

Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського, Україна

**Анотація.** В статті викладено результати дослідження роботи під навантаженням і деякі оцінки взаємовпливу напруженого стану конструкційних елементів під час дійсної роботи ефективних мостових споруд із застосуванням ортотропних плит проїзної частини. Представлено стисло характеристику конструктивного рішення ортотропних плит, появи яких сприяли дві обставини: вдосконалення технологій зварювання та розвиток теорій розрахунку. Зазначено, що ортотропні плити складаються з перетинних між собою поздовжніх ребер та поперечних балок, які приварені до листа настилу. Жорсткість такої плити розрізняється в перпендикулярних напрямках, і саме тому її названо ортотропною, або ортогонально анізотропною. Вказано, що ортотропні плити вперше було застосовано у Німеччині після Другої світової війни через те, що в той час у Німеччині практично всі мости були зруйновані, і тому питання економії сталі було дуже актуальним.

Зазначено, що, з конструктивної точки зору, істотна економія сталі у разі застосування ортотропних плит відбувається за рахунок того, що поздовжні ребра і лист настилу такої плити включаються в спільну роботу з головними балками і, таким чином, входять до перерізу верхнього поясу балки. Що ж стосується взаємовпливу напруженого стану конструкційних елементів ортотропної плити, то цей взаємовплив пов'язаний з особливостями перетікання напружень від плити до стінок, а саме: під час згинання балок верхня плита моста включається в роботу сумісно зі стінками тільки за рахунок передачі дотичних напружень зі стінок на плиту. Тому нормальні напруження в плиті поблизу стінок завжди більші, ніж на якийсь відстані від них. Оцінювання цієї нерівномірності має дуже важливе значення для визначення дійсних умов роботи ортотропної плити в цілому і проводиться у кожному конкретному випадку шляхом виконання розрахунків прогонової будови. Саме за результатами цих розрахунків визначають так звану «ефективну ширину полиць»  $b_{eff}$ , яка завжди менша за їх номінальну ширину  $b_0$ . Що ж стосується співвідношення цих величин, то в розрахунковій практиці воно має назву коефіцієнта редуції ширини полиць  $\beta$ .

Наведено характеристику двох застосованих методик для визначення коефіцієнта редуції ширини полиць: інженерної – з використанням вимог нормативних документів, які базуються на застосуванні епюр нормальних напружень, і чисельної – з використанням результатів чисельних досліджень, отриманих із використанням методу скінченних елементів. Описано результати розрахунку реальної мостової прогонової будови автопроїзду на греблі ДніпроГЕС у м. Запоріжжі за двома вказаними вище методиками. На підставі отриманих даних виконано порівняльний аналіз отриманих коефіцієнтів редуції та діючих у прогонової будові напружень. Наведено оцінку точності інженерної методики визначення ефективної ширини полиць прогонових будов з ортотропними плитами та окреслено межі її раціонального застосування. Наведено відповідні рекомендації.

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

## **Вступ**

Останнім часом у багатьох мостових спорудах як один з основних несних структурних елементів проїзної частини набули поширення ефективні системи ортотропних сталевих плит<sup>1</sup>. Практично повсюдне використання зазначеного конструктивного рішення обумовлено не тільки його винятковими технічними характеристиками [24–26, 31, 33], а й низкою інших важливих переваг порівняно з рішеннями, що зазвичай застосовують. По-перше, ортотропні плити дозволяють збільшити несну здатність і надійність проїзної частини за умов сприйняття транспортних (статичних і динамічних) навантажень. По-друге, підвищити жорсткість тонких пластинчастих елементів у разі стиснення. І, нарешті, третє, напевно, найголовніше – досягти суттєвої економії сталі й скорочення термінів будівництва, що, природно, призводить до меншої вартості мостових споруд.

Звернемо увагу на те, що спочатку випадки застосування ортотропних сталевих плит у мостобудуванні були одиничними, але згодом вони трапляються дедалі частіше. На підтвердження цього зазначимо, що проєкт першого моста з використанням ортотропних плит було розроблено німецькими інженерами в 1930-х роках, а перший такий міст було споруджено ними в 1936 році [26]. Німецьким інженерам також приписують створення самого терміну «ортотропний» і реєстрацію відповідного патенту в 1948 році [30].

Очевидним є також те, що подібні роботи одночасно виконували і в інших країнах. Приміром, в США в штаті Каліфорнія через затоку Сан-Франциско між містами Сан-Франциско і Окленд в 1936 році було побудовано міст Бей-Брідж, який є прикладом одного з перших висячих мостів із застосуванням ортотропних сталевих плит. До речі кажучи, американськими інженерами для найменування ортотропних плит був уведений в обіг відмінний від європейського термін «battle deck», мабуть за аналогією з уже давно застосовуваним у кораблебудуванні найменуванням бойового лінійного корабля (в більш звичному скороченому варіанті лінкора) – «battleship» [26].

Особливо широкого застосування у мостобудуванні ортотропні плити набули у Німеччині після Другої світової війни через те, що на той час у країні практично всі мости було зруйновано й питання економії сталі постало дуже гостро. До того ж розширеному впровадженню ортотропних плит додатково сприяли дві суттєві обставини: вдосконалення технології зварювання та розвиток теорії розрахунку [5, 26, 28, 30].

---

<sup>1</sup>Під ортотропними розуміють плити, які складаються з приварених до листа настилу перетинних між собою поздовжніх ребер і поперечних балок. Оскільки жорсткість такої плити різна в перпендикулярних напрямках, то її названо ортотропною, або ортогонально анізотропною.

Згодом у багатьох країнах усього світу було зведено велику кількість (сотні й тисячі) різноманітних мостових споруд із використанням ортотропних сталевих плит. Тому зупинятися на описі всіх цих мостів через їх значну кількість у даній статті сенсу не вбачається. Проте, все ж хочеться згадати тільки про одну з низки чудових споруд світової транспортної інфраструктури з використанням ортотропних плит, яку за правом віднесено до числа найвідоміших мостових споруд. Ідеться про вантовий міст (а точніше, віадук) Мійо, що проходить через долину річки Тарн поблизу розташованого на півдні Франції в департаменті Аверон міста Мійо. Згаданий міст привертає увагу тим, що на момент введення в експлуатацію в 2004 році йому належали три світові рекорди в мостобудуванні (за висотою залізобетонних опор, за висотою залізобетонних опор із металевим пілоном, що увінчує їх, і за висотою проїзної частини). Однак, з метою економії місця, більш детальну інформацію про цю чудову інженерну споруду наводити не будемо, оскільки її можна легко отримати, скориставшись можливостями її офіційного сайту [27].

Як випливає з викладеного вище, історія використання ортотропних сталевих плит у мостобудуванні налічує майже сто років. За цей час ці конструкційні елементи проїзної частини мостів знайшли найширше застосування. Причому цьому сприяли не тільки природно притаманні їм численні позитивні якості (ефективність, надійність, підвищена несна здатність, економія сталі й багато іншого), але і постійне вдосконалення як теорії і методів дослідження, так й інженерно-технічних рішень.

Якщо говорити про вдосконалення теорії і методів дослідження ортотропних плит, потрібно зауважити, що спочатку активно розвивалися аналітичні методи їх розрахунку. У 1947 році німецький інженер В. Корнеліус [14] запропонував застосувати до розрахунку ортотропних плит відому теорію розрахунку пластин М. Т. Губера [20–22] із деяким уточненням. Причому уточнення полягали в тому, що товщину пластини визначали в результаті врахування металевого листа і додаткового «розмазування» по ньому поздовжніх ребер і поперечних балок, виходячи з еквівалентної циліндричної жорсткості ортотропної плити і гладкої тонкої пластини. Подальшого розвитку теорія розрахунку ортотропних плит набула в 1957 році, коли інженери В. Пелікан і М. Еслінгер [29] запропонували розглядати поздовжні ребра як нерозрізні балки на опорах, які пружно просідають, що дозволило дещо спростити розрахункові співвідношення внаслідок зневажання жорсткістю відкритих ребер у разі кручення.

На початку 1960-х років Г. Гомберг та К. Тренкс [19] рекомендували використовувати для розрахунку ортотропних плит метод балочного ростверка, заснований на ортогоналізації невідомих із відображенням зовнішнього навантаження і внутрішніх зусиль у вигляді групових факторів, зміну яких описують тригонометричними функціями. Що ж стосується розрахункової схеми балочного ростверка, то її було прийнято у вигляді вільно опертого по

контуру ростверка з системи поперечних балок, опертих на нескінченно велику кількість пружно піддатливих опор, що повертаються, або, кажучи інакше, листа настилу з поздовжніми ребрами.

У 1990-х роках настала ера використання обчислювальної техніки і чисельних методів розрахунку, реалізованих на основі, як правило, методу скінченних елементів у вигляді високопродуктивних програмно-обчислювальних комплексів. Застосування цих комплексів усунуло практично всі властиві аналітичним методам складності в частині постановки, деталізації і розмірності задачі досліджень, введення припущень і спрощень під час побудови розрахункових схем конструкцій, адекватного відображення діючих статичних і динамічних навантажень і багато чого іншого. Більш того, з'явилася можливість отримувати надійні результати, не тільки створюючи розрахункові схеми, які в повній мірі відображають конструктивні особливості реальних конструкцій, а й виконуючи розрахунки як у лінійній, так і в нелінійній (геометрично і фізично) постановці. Останнє дозволило виконувати оцінювання напружено-деформованого стану (НДС) ортотропних сталевих плит складної конфігурації за умов практично максимальної деталізації, врахування особливостей конструктивного рішення, різних формулювань інтегрального закону стану матеріалу і довільних зовнішніх навантажень і впливів. А для підтвердження сказаного згадаємо лише про декілька найбільш показових публікацій з вельми великого числа наявних прикладів. Зокрема, в роботах [15, 16] описано розрахункову схему ортотропної плити з детальним моделюванням вирізів у стінках поперечних балок задля пропуску поздовжніх ребер, наведено результати визначення напружень у стінках балок біля вирізів і змінювання їх величин залежно від втомної міцності, що уможливило розкрити причини розвинення втомних тріщин. Більше того, запропоновано наочний метод розрахунку напружень у стінках коло вирізів, який не тільки дозволяє зрозуміти походження всіх компонентів напружень, а й спрощує порівняння результатів для випадків вирізів із різноманітною геометрією. До речі кажучи, на досить ретельне розроблення конструктивних моделей всіх елементів ортотропних плит під час аналізування вторинних згинальних напружень у стінках замкнутих трапецієподібних ребер звертають увагу автори статті [32]. Описано принципи та особливості побудови розрахункової схеми, а результати розрахунків проілюстровано числовим прикладом. Відзначено, що вторинні напруження обумовлені поперечним розширенням нижніх частин ребер, що в поєднанні з первинними напруженнями від вигину може сприяти розвитку втомних тріщин. Надано рекомендації для мінімізації величин цих напружень.

Авторами вельми цікавої статті [12] запропоновано ідеалізовану розрахункову модель ортотропної плити, еквівалентні фізико-механічні властивості якої у перпендикулярних напрямках встановлюють у результаті врахування ребер за аналогією з армувальними волоконними балками в композитних матеріалах.

Висвітлено результати дослідження спільної роботи ребер, балок і плити настилу під поперечним навантаженням, спираючись на які автори сформулювали на базі методу Рітца достатньо простий аналітико-інженерний підхід для визначення деформацій ортотропної плити.

В журнальній статті [13] з метою поліпшення проєктування мостових споруд розглянуто декілька варіантів розрахунку ефективної ширини полиць балок  $b_{\text{eff}}$  у залізобетонних одно- та багатопрогонових мостах у залежності від трьох основних параметрів: відстані між балками, довжини прогону та кута нахилу і запропоновано більш універсальні критерії визначення ефективної ширини полиць проти тих, що використовуються в інженерній практиці. Дослідження проведено з використанням методу скінченних елементів, результати яких було не тільки зіставлено, а й підтверджено даними експериментів на дослідних зразках у масштабі 1/4 та 1/2, а самі критерії поширено на області позитивного й негативного згинальних моментів.

У частині ж удосконалення інженерно-технічних рішень ортотропних сталевих плит укажемо тільки на те, що це вдосконалення, по суті, завжди було домінуючою складовою частиною їх експлуатації. Свідченням сказаного є те, що вже перший досвід застосування ортотропних плит виявив у них два недоліки: малу міцність від втоми (утворення тріщин у місцях перетину поздовжніх ребер і поперечних балок) і руйнування асфальтобетонного покриття на плиті. Надалі цим питанням було присвячено багато досліджень і на даний час розроблено низку рекомендацій, що дозволяє істотно поліпшити стан справ. Аналогічним способом було вдосконалено параметри поздовжніх ребер, такі як: конструкція (відкрите, замкнуте), геометрія (плоске, кутникове, таврове, смугове з бульбою), конфігурація (трапецієподібне, V-подібне, кругове), зі встановленням діафрагм або без них і багато іншого. Результати всіх вище представлених багаторічних і численних досліджень знайшли відображення в нормах і рекомендаціях багатьох країн, що регламентують проєктування ортотропних сталевих плит мостових споруд. Серед них можна виділити найвідоміші норми і рекомендації: американські [8–10, 18], європейські [17], британські [11], японські [23] і українські [1, 3, 4].

Також варто підкреслити, що зазначені нормативні документи, крім безпосередньо самих норм, настанов і рекомендацій з проєктування ортотропних плит, уміщують якнайширші бібліографії і масштабні аналізи стану проблеми, що, на думку авторів цієї статті, є вельми корисним задля ознайомлення читача з тематикою, яку розглянуто в цій роботі.

Таким чином, підбиваючи підсумок представленому вище аналізу літературних джерел, можна зробити висновок, що за відносно нетривалий історичний період використання ортотропних сталевих плит у мостобудуванні теорія і методи

дослідження, а також удосконалення їх конструктивно-технічних рішень набули дійсно вражаючого розвитку.

Втім, як у розглянутих вище працях, так і в інших більш ніж численних статтях і монографіях не приділялося належної уваги вивченню роботи ортотропних сталевих плит в умовах довготривалого (десятки років, а особливо, багато десятків років) використання за умов розвинення й накопичення різного роду експлуатаційних пошкоджень. Зауважимо, що стосовно мостових споруд природа і наслідки цих ушкоджень полягають у наступному.

По-перше, найчастіше вони викликані температурними, сейсмічними і агресивними впливами, наїздом транспортних засобів і випадковими ударами сторонніх предметів, що, – і це по-друге, – призводить до викривлення конструкційних елементів, виникнення втомних тріщин, руйнування захисних лакофарбових покриттів із подальшою корозією металу і зменшенням його розрахункової товщини. Тим часом, видається цілком очевидним і абсолютно безперечним той факт, що тільки правильне уявлення про дійсну роботу під навантаженням ортотропних сталевих плит мостових споруд за наявності експлуатаційних пошкоджень забезпечує можливість підтримання необхідного рівня їх міцності й надійності внаслідок своєчасного здійснення необхідних ремонтних заходів. Якщо ж із тих чи інших причин ремонтні роботи у встановлені терміни виконати не вдається, то зарадити справі може тільки знання про реальний технічний стан ортотропних плит, на основі якого розробляються схеми організації тимчасового автомобільного руху по мосту з метою забезпечення його обмеженої експлуатації (наслідком чого є зменшення навантаження на мостову споруду) до моменту завершення ремонтних робіт. Однак ще раз слід зауважити, що зазначена схема руху є тимчасовою і застосовна виключно для полегшення роботи мостової споруди. І саме з цієї причини вона містить комплекс взаємопов'язаних пропозицій, спрямованих як на безпосереднє зменшення навантаження на міст (особливо від негабаритного, вантажного і комунального транспорту), так і на перерозподіл цього навантаження за площиною проїзної частини (з урахуванням місць пошкоджень) через зміну кількості й ширини смуг руху, а також інтенсивності й швидкості руху машин.

А насамкінець відзначимо, що вивчення дійсного технічного стану мостових споруд із використанням ортотропних сталевих плит проїзної частини, експлуатація яких триває досить довго, є важливою і одночасно складною інженерно-технічною проблемою. Рішення ж цієї проблеми має велике значення та сприяє своєчасному продовженню експлуатації мостових споруд та забезпеченню руху автотранспорту по ним без обмежень.

Як приклад вирішення окресленої задачі розглянемо існуючий автопроїзд по греблі ДніпроГЕС, який було побудовано у 1977 році за використання

ортотропних сталевих плит проїзної частини і який є однією зі складових комплексу споруд мостового переходу через гідротехнічні споруди зазначеної ГЕС.

### **Загальна характеристика прогонової будови автопроїзду по греблі Дніпровської ГЕС**

Відомо, що гребля ДніпроГЕС у м. Запоріжжі була введена в експлуатацію у 1932 році. Крім безпосередньо виробництва електроенергії її особливою рисою являється те, що вона одночасно слугувала й наразі слугує важливою ланкою транспортного сполучення між правим та лівим берегами р. Дніпро завдяки влаштуванню за всією її довжиною двосмугового автодорожнього переїзду (рис. 1). Зазначений переїзд містить низку споруд (зліва направо): міст через аванкамеру завдовжки 319,76 м (ділянка I–II); автопроїзд по спорудах греблі завдовжки 666,00 м, який складається з виконаних у 1932 та 1977 роках прогонових будов (ділянка II–III, рис. 2); естакаду спряження греблі з лівим берегом завдовжки 111,50 м (ділянка III–IV); земляну вставку завдовжки 136,57 м (ділянка IV–V) та естакаду над шлюзами завдовжки 352,00 м (ділянка V–VI). Отже, загальна довжина переїзду дорівнює 1585,82 м.



Рис. 1. Загальний вигляд автодорожнього переїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС





розміщених на них залізобетонних плит проїзної частини. А зараз, забігаючи трохи наперед, вкажемо на те, що ці прогонові будови було використано під час реконструкції автопроїзду, в результаті чого ширина останнього збільшилась до 15,9 м (рис. 3). Водночас було влаштовано тротуар завширшки 2,25 м із низової сторони греблі та службовий прохід завширшки 0,75 м із верхової сторони.

Причина ж реконструкції була доволі проста й очевидна – її обумовило значне збільшення у 1977 р. інтенсивності руху автотранспорту. Саме тому й було виконано реконструкцію автомобільного проїзду, однією з головних цілей якої було розширення проїзної частини і влаштування чотирьох смуг руху автотранспорту в обох напрямках замість двох існуючих на той час. Причому дві смуги руху було залишено по прогонових будовах 1932 року, а дві інші – організовано по прогонових будовах 1977 року (рис. 4).

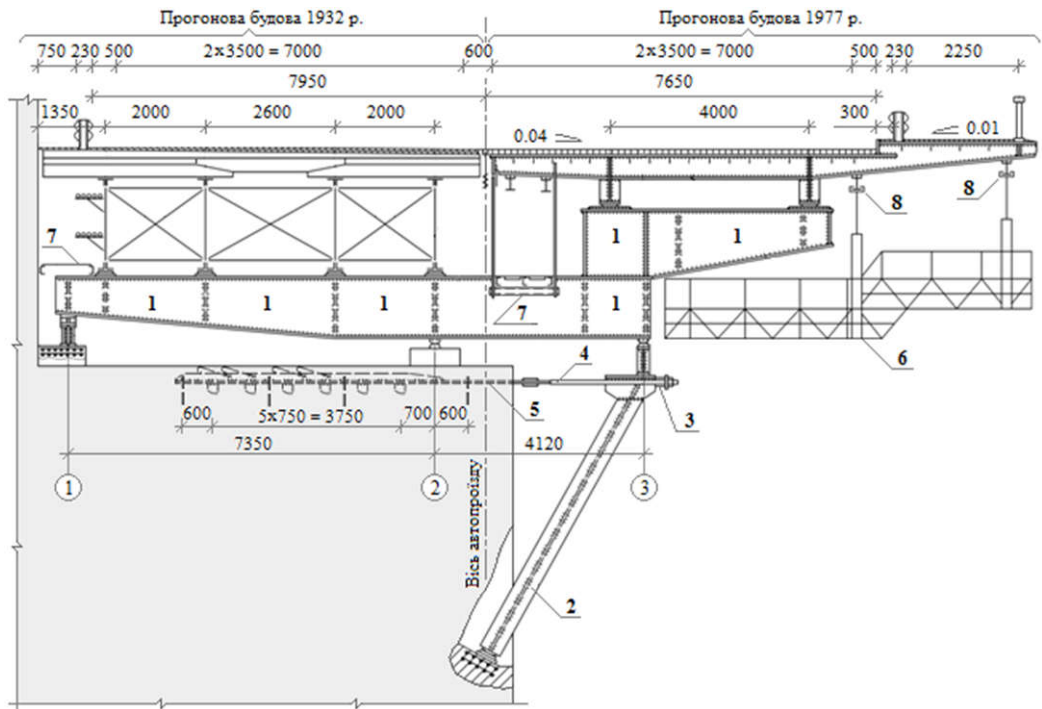


Рис. 4. Поперечний переріз прогонових будов після реконструкції автопроїзду у 1977 р.: 1 – ригель; 2 – підкіс; 3 – траверса; 4 – тяж; 5 – затяжка; 6 – пересувний оглядовий візок; 7 – оглядовий прохід; 8 – монорельс;  
 ①, ②, ③ – осі спирання ригеля

У процесі реконструкції під існуючі прогонові будови було заведено сталеві консольні ригелі (у спосіб, як показано на рис. 4), які потім було встановлено на биках греблі та прикріплено до неї за допомогою анкерних тяжів із тросів Ø 68 мм, пропущених у завчасно пробурених у биках свердловинах, які, після попереднього натягу тяжів, було ін'єктовано цементним розчином. Сталеві ригелі прийнято коробчастого перерізу без монтажних стиків. А сталеві прогонові будови 1977 року реалізовано розрізними з двох головних балок заввишки 1000 мм, поперечних балок із кроком 2000 мм, поздовжніх ребер із кроком 400–575 мм і розташованого зверху на них сталевого листа. Зазначимо, що поперечні балки та поздовжні ребра разом із листом настилу утворюють сталеву ортотропну плиту проїзної частини, а головні балки мають поперечні ребра в місцях спирання на них поперечних балок ортотропної плити. Задля зменшення кількості поперечних деформаційних швів верхні листи плити було зварено на монтажні з кроком близько 100 м, сформувавши у такий спосіб низку окремих укрупнених блоків прогонових будов із безперервною площиною проїзної частини. З огляду на вказане, а також приймаючи до уваги, що довжина автопроїзду по спорудах греблі складає 666,00 м, стає зрозумілим, що загалом під час будівництва було створено шість таких прогонових блоків. Так само доцільно відзначити ще одну суттєву конструктивну властивість автопроїзду, спричинену тим, що прогонові будови 1932 і 1977 років мають значну різницю у жорсткостях. Оскільки вказана різниця могла б сприяти негативному впливу однієї прогонової будови на іншу, то з метою уникнення такого впливу було влаштовано суцільний поздовжній деформаційний шов між цими двома конструктивами (рис. 4), який додатково виконує функцію розподільної смуги між двома напрямками автомобільного руху. Що ж стосується конструктивного вирішення швів, то як поздовжній деформаційний шов, так і поперечні шви між укрупненими блоками прийнято пружинного типу.

У 90-ті роки минулого століття виникла потреба проведення ремонту сталевих ригелів, що було викликано трьома важливими чинниками. Перший з них являв собою значне (в декілька разів) збільшення вертикальних рухомих навантажень від автотранспорту (особливо великотоннажних автомобілів). Другий був пов'язаний з корозійними пошкодженнями самих ригелів, що призвело до часткової втрати їхнього поперечного перерізу. А третій, напевно найголовніший, – полягав у прогресуючій динаміці розвинення наскрізних тріщин у бетонних биках греблі. Тому після розроблення декількох варіантів ремонтних робіт було прийнято рішення щодо виконання підсилення ригелів шляхом підведення під їхні консолі жорстких підкосів (рис. 4).

## **Розрахункова схема прогонової будови**

Приймаючи до уваги конфігурацію, структуру і топологію конструкції, як розрахункову прийнято скінченно-елементну модель, побудовану шляхом моделювання шести укрупнених блоків прогонових будов автопроїзду по греблі ДніпроГЕС. В моделі всі складові частини ортотропної плити і головних балок апроксимовані набором тонких оболонкових трьох- і чотирикутних скінченних елементів. У місцях обпирання головних балок на сталеві консольні ригелі (рис. 4) накладено в'язі на відповідні переміщення вузлів. Матеріал конструкційних складових ортотропної плити і головних балок – сталь марки 09Г2С-12 із модулем пружності  $E = 2,1 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>, коефіцієнтом Пуассона  $\nu = 0,3$  та розрахунковим опором  $R = 3400\text{--}4000$  кгс/см<sup>2</sup> залежно від товщини конструкційного елемента.

У частині визначення й подальшого врахування в скінченно-елементній моделі дійсних значень товщин скінченних елементів сталевого листа, поперечних балок і поздовжніх ребер ортотропної плити, а також нижньої полиці, стінки і поперечних ребер головних балок зазначимо таке. Під час останніх спеціальних обстежень автопроїзду по греблі ДніпроГЕС було виявлено низку дефектів мостових конструкцій (вичерпний перелік і опис яких наведено у статті [7]), які не тільки негативно впливають на довговічність останніх, а в окремих випадках навіть призводять до зниження загальної несної здатності автопроїзду. Тому з метою оцінювання впливу цих факторів на НДС мостових конструкцій наявні дефекти були відображені в скінченно-елементній моделі прогонових будов автопроїзду, яку було створено шляхом вибору всіх вихідних даних із робочих креслень під час здійснення першочергових міцнісних і динамічних розрахунків автопроїзду по греблі ДніпроГЕС із проектними значеннями геометричних параметрів. Проте, внаслідок значної кількості встановлених дефектів, перед їх уведенням у скінченно-елементну модель прогонових будов автопроїзду, було виконано їхню систематизацію та певне типове усереднювання. В підсумку було прийнято, що дефекти 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. Побудована у такий спосіб скінченно-елементна модель укрупненого блока прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС наведена на рис. 5 і нараховує 9938 вузлів та 9920 скінченних елементів. А загальна скінченно-елементна модель прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС представлена на рис. 6 і нараховує 59047 вузлів і 59588 скінченних елементів.

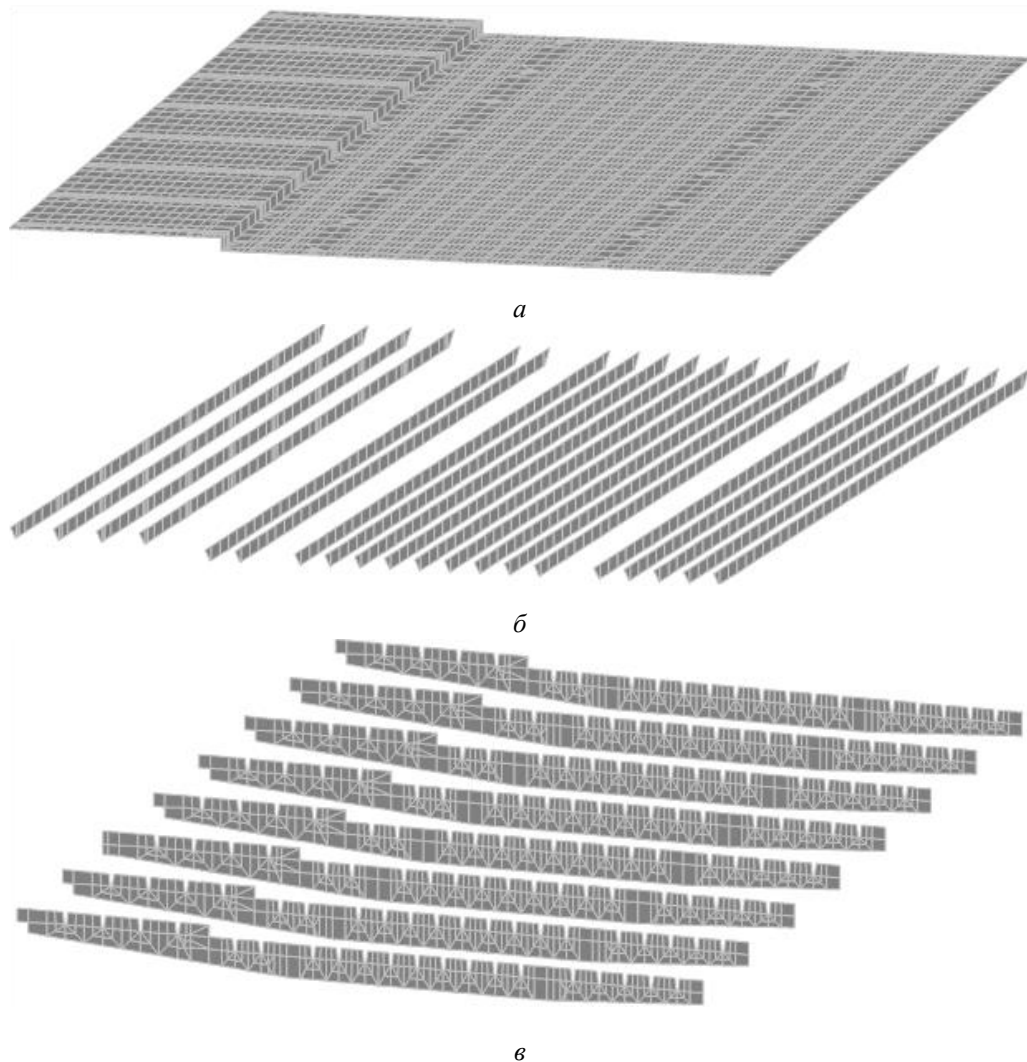
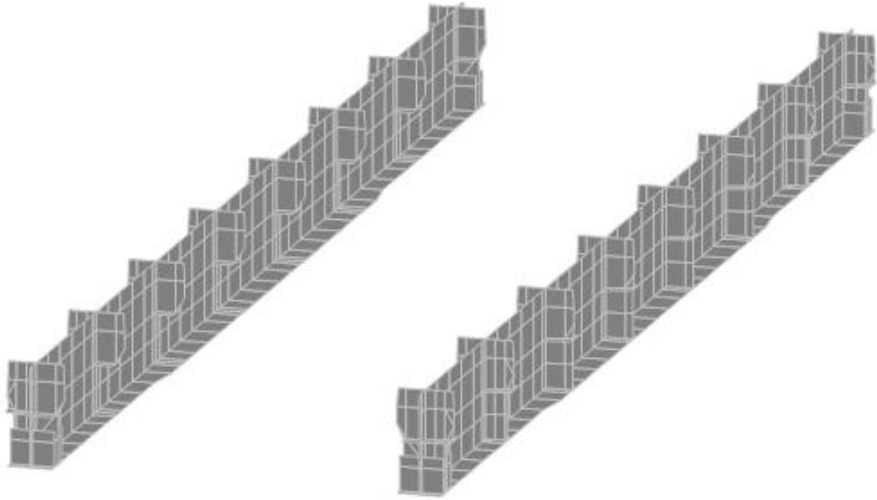
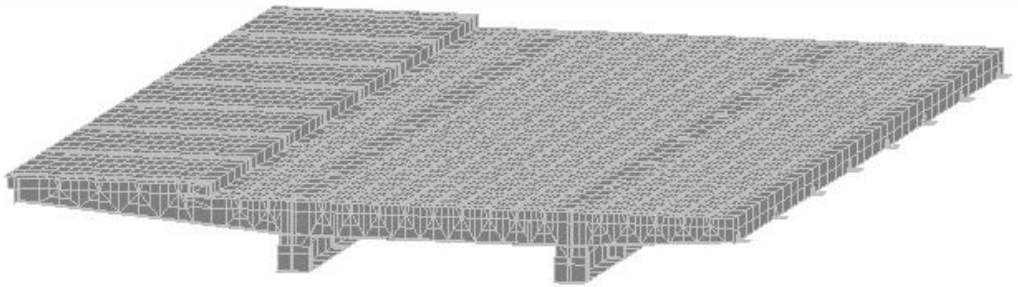


Рис. 5. Скінченно-елементна модель укрупненого блока прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС:

*a* – модель листа настилу; *б* – модель поздовжніх ребер; *в* – модель поперечних балок;  
*г* – модель головних балок; *д* – загальна модель укрупненого блока



з



д

Рис. 5. Аркуш 2

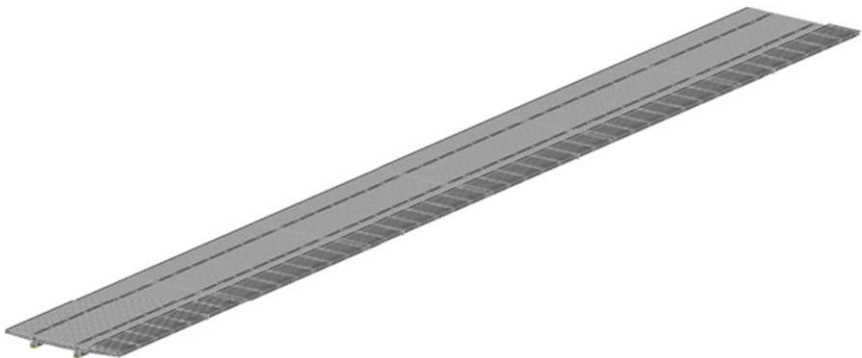


Рис. 6. Загальна скінченно-елементна модель прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС

### Навантаження на прогонову будову

Зауважимо, що постійні та тимчасові навантаження на прогонову будову прийнято у повній відповідності з вимогами норм [4, 6].

Постійне навантаження на прогонову будову автопроїзду являє собою власну вагу його конструкційних елементів і враховано двома видами розрахункового рівномірно розподіленого навантаження – вздовж лінії (позначається літерою  $P$  із відповідним нижнім індексом) й по площі (позначається літерою  $q$  із відповідним нижнім індексом) – залежно від типу конструкційного елемента. З урахуванням зазначеного загалом було прийнято дев'ять складових постійного навантаження, а саме: плити проїзної частини ( $q_1 = 0,24$  тс/м<sup>2</sup>), головних балок ( $P_1 = 0,26$  тс/м), бар'єрної ( $P_2 = 0,05$  тс/м) і перильної огорожі ( $P_3 = 0,09$  тс/м), монорельсів із пересувним оглядовим візком ( $P_4 = 0,1$  тс/м), стовпів освітлення ( $P_5 = 0,09$  тс/м), службового проходу ( $P_6 = 0,1$  тс/м), покриття проїзної частини ( $q_2 = 0,24$  тс/м<sup>2</sup>) і покриття тротуару ( $q_3 = 0,1$  тс/м<sup>2</sup>). Схему прикладення складових постійного навантаження до поперечного перерізу прогонової будови наведено на рис. 7.

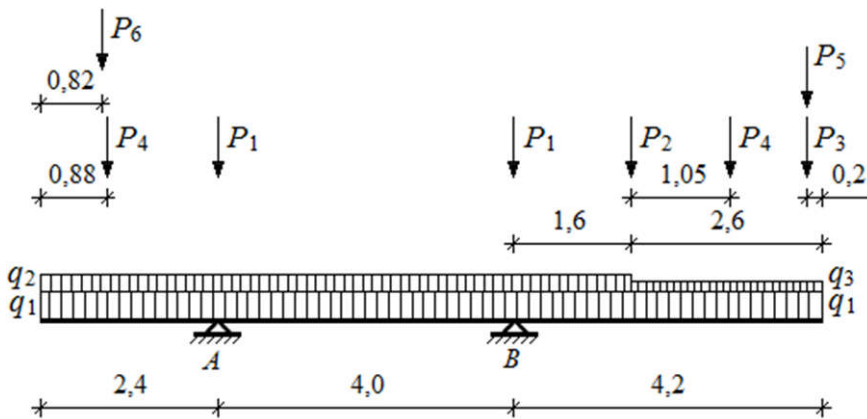


Рис. 7. Схема прикладення складових постійного навантаження до поперечного перерізу прогонової будови автопроїзду: А, В – головні балки

Що ж стосується тимчасового навантаження на прогонову будову автопроїзду, то воно має три складові, а саме: колісне навантаження НК-80 від одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс, автомобільне навантаження Н-30 від колони автомобілів вагою 30 тс кожен і розрахункового рівномірно розподіленого навантаження від натопту людей на тротуарі ( $q_4 = 1,17$  тс/м). Схему прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогонової будови наведено на рис. 8, на якому також показано положення рівнодіючої (позначена літерою  $R$  із відповідним нижнім індексом) від автомобілів.

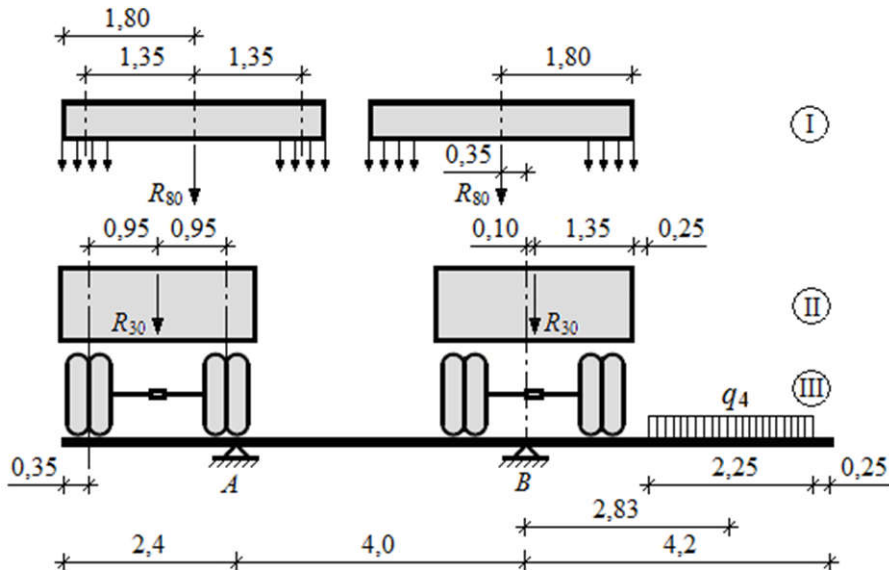


Рис. 8. Схема прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогонової будови автопроїзду: А, В – головні балки; I – автомобільне навантаження НК-80; II – колісне навантаження Н-30; III – навантаження від натовпу на тротуарі

Із наведених вище даних випливає, що в розрахунку було враховано дві групи навантажень: постійні й тимчасові. Отже, загальна кількість розрахункових навантажень склала дванадцять, а прийнятих відповідно до вимог нормативних документів [2, 4, 6] сполучень навантажень – чотирнадцять, залежно від місця прикладення тимчасових автомобільних навантажень за довжиною прогону відповідно до реальних умов експлуатації автопроїзду; причому постійні навантаження були присутні у всіх сполученнях. А зіставлення отриманих результатів розрахунків за всіма чотирнадцятьма сполученнями навантажень дозволило визначити найбільш несприятливі сполучення для кожної характерної розрахункової точки прогонової будови автопроїзду – на опорах та у чвертях прогонів.

У цих результатах найцікавішим виявилось те, що всі (ще раз підкреслюємо – всі!) чотирнадцять розглянутих сполучень навантажень виявилися найбільш несприятливими. Проте тринадцять із них мають локальний (іншими словами, місцевий) характер від дії постійного й тимчасового (колісне НК-80 і натовп людей на тротуарі) навантаження, оскільки були утворені шляхом послідовного переставляння колісного навантаження НК-80 уздовж автопроїзду, що призводило до виникнення вертикальних переміщень і нормальних напружень виключно на обмежених ділянках навколо цього колісного навантаження – одного чотиривісного автомобіля вагою 80 тс. І тільки єдине сполучення, яке

містило постійне й тимчасове (автомобільне Н-30 і натовп людей на тротуарі) навантаження, виявилось найбільш несприятливим сполученням загалом для всього автопроїзду, ознакою чого було виникнення максимальних значень вертикальних переміщень і нормальних напружень за всією площиною його прогонової будови.

### Результати чисельних розрахунків несної спроможності прогонової будови

Зважаючи на зазначене розглянемо роботу прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС за найбільш несприятливого сполучення 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 листі настилу ортотропної плити та дотичних напружень у стінках головних балок представлено на рис. 9–11.

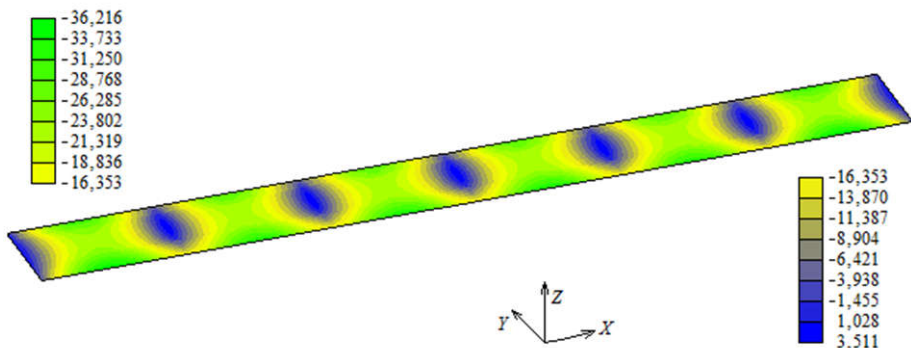


Рис. 9. Ізополі вертикальних переміщень  $w$  у листі настилу ортотропної плити за найбільш несприятливого сполучення навантажень, мм

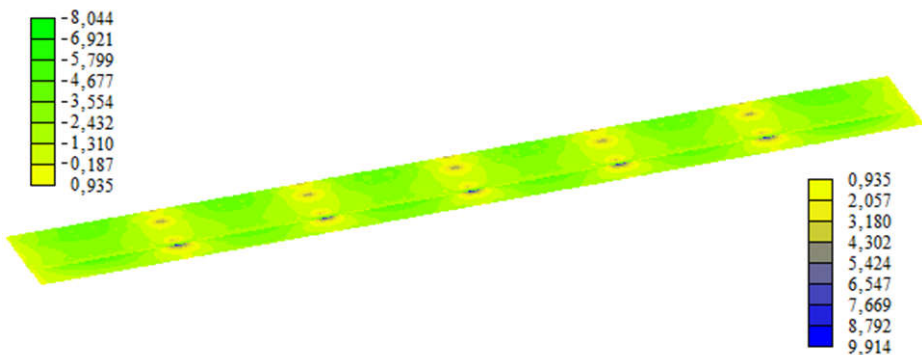


Рис. 10. Ізополі нормальних напружень  $\sigma_x$  у листі настилу ортотропної плити за найбільш несприятливого сполучення навантажень,  $\sigma_x \cdot 10^2$  кгс/см<sup>2</sup>



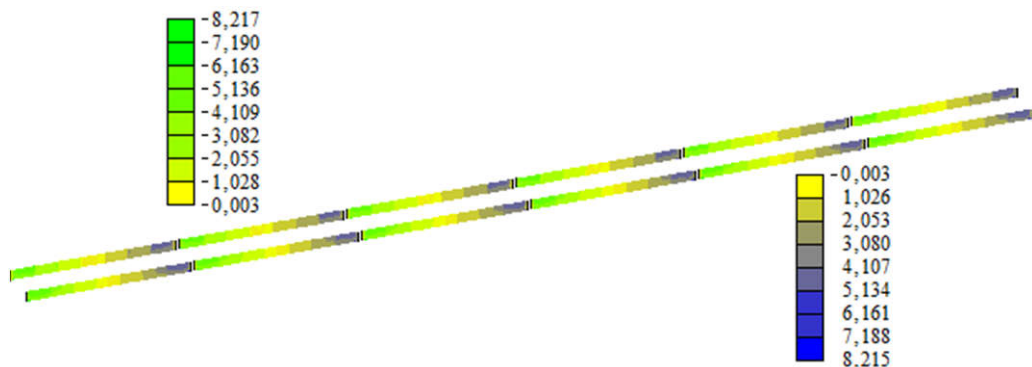
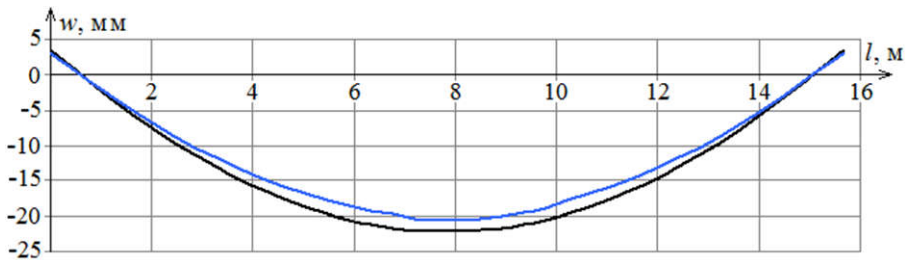


Рис. 11. Ізополя дотичних напружень  $\tau_{xy}$  у стінках головних балок за найбільш несприятливого сполучення навантажень,  $\tau_{xy} \cdot 10^2$  кгс/см<sup>2</sup>

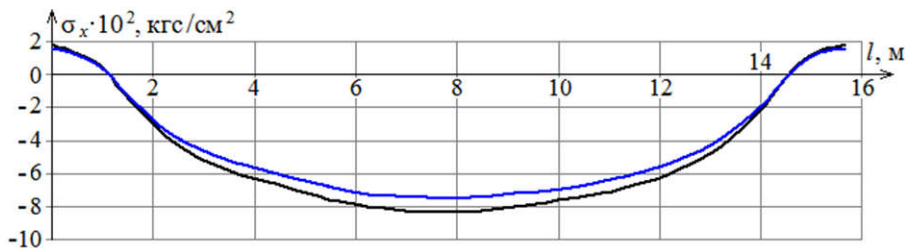
Як випливає з аналізу отриманих результатів, лист настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови автопроїзду має два типи принципово відмінних зон вертикальних переміщень (рис. 9). Перша з них розташована над місцями обпирання головних балок на консольні ригелі, охоплює практично всю ширину проїзної частини ортотропної плити з максимальними позитивними значеннями переміщень до 3,511 мм. Друга ж зона знаходиться у прогонах між консольними ригелями, лист настилу в якій прогинається донизу з максимальними значеннями прогину 36,216 мм. Що ж стосується розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 10), зазначимо, що лист настилу над місцями обпирання головних балок на консольні ригелі сприймає напруження розтягу в межах  $\sigma_x = 430\text{--}480$  кгс/см<sup>2</sup>, а в центрах прогонів між консольними ригелями загалом є більш-менш рівномірно стиснутим у межах  $\sigma_x = 450\text{--}800$  кгс/см<sup>2</sup>. Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується різнонаправлений напружений стан (рис. 11): в деяких фрагментах цих стінок присутні незначні за значеннями напруження стиску (у межах до  $\tau_{xy} = 821$  кгс/см<sup>2</sup>), в інших – розтягу (у межах до  $\tau_{xy} = 821$  кгс/см<sup>2</sup>), що обумовлено особливостями обпирання головних балок на консольні ригелі.

Осмыслиючи тепер наведені результати, можна усвідомити, що ортотропна плита за найбільш несприятливого сполучення навантажень перебуває у дещо недонапруженому стані. Пояснити ж сказане можна тим, що проектування та будівництво прогонової будови автопроїзду насамперед було направлено на пришвидшене вирішення тогочасних нагальних транспортних проблем м. Запоріжжя, проведено у дуже скорочені терміни, а головну увагу було приділено виключно розв'язанню низки супутніх організаційно-технологічних заходів, економічні показники яких практично не взято до відома.

Додатково до наведених вище даних на рис. 12 та 13 для одного з типових укрупнених блоків прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС (у цьому разі другого) представлено графічні залежності зміни параметрів НДС уздовж локальної поздовжньої осі, яка сполучає вузли листа настилу ортотропної плити з найбільшими позитивними значеннями переміщень і локальної поперечної осі, яка проходить посередині цього блоку (орієнтація цих локальних осей вказана на рис. 14). Привернемо увагу до того, що суцільна чорна крива на цих графіках відповідає дійсній роботі прогонової будови з урахуванням дефектів і пошкоджень (зокрема, корозійних) мостових конструкцій, виявлених під час останніх спеціальних обстежень автопроїзду по греблі ДніпроГЕС [7], а суцільна синя – відображає роботу її проектного стану.



а



б

Рис. 12. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поздовжньої осі другого укрупненого блоку прогонової будови автопроїзду: а – вертикальні переміщення; б – нормальні напруження

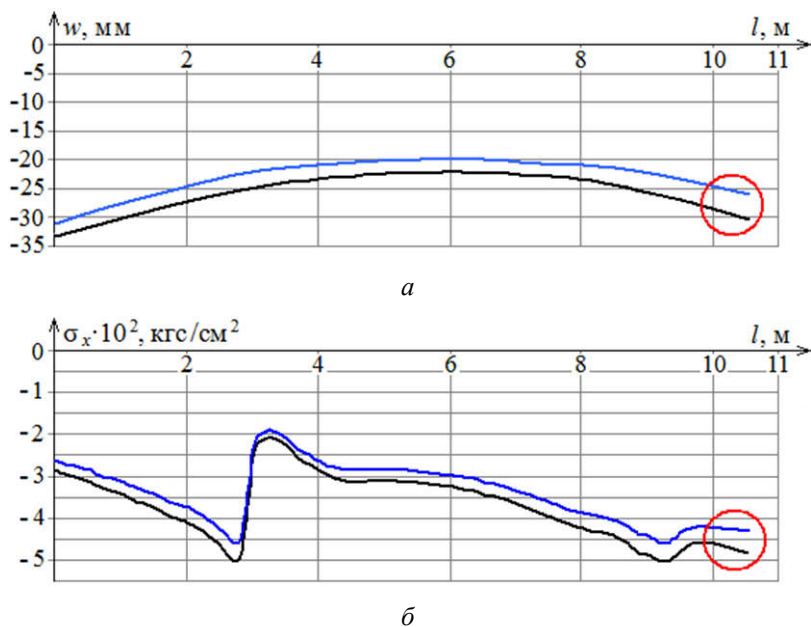


Рис. 13. Графіки зміни параметрів НДС уздовж локальної поперечної осі другого укрупненого блоку прогонової будови автопроїзду: *а* – вертикальні переміщення; *б* – нормальні напруження;  $\bigcirc$  – зона біля поздовжнього деформаційного шва

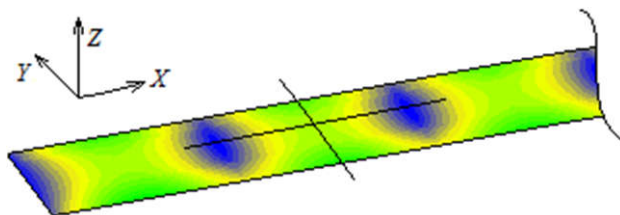


Рис. 14. Орієнтація локальних осей, використаних під час побудови графічних залежностей зміни параметрів НДС в листі настилу ортотропної плити

Якщо уважно проаналізувати представлені на рис. 12 і 13 графіки, то можна дійти до 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, вкажемо на те, що розбіжність між переміщеннями і напруженнями проєктного та дійсного стану знаходиться у межах 8...11 % майже для всіх конструкційних елементів унаслідок практично рівномірної довготривалої корозії металу з незначним ослабленням поперечних перерізів (одночасно з рис. 13, б також впливає, що у листі настилу над головними балками ортотропної плити

присутні неістотні хвилеподібні коливання значень нормальних напружень, викликані умовами взаємодії листа та балки).

Виняток із зазначеного становить тільки зона завширшки близько 0,6–0,7 м, яка прилягає до поздовжнього деформаційного шва між прогоновими будовами 1932 та 1977 років і простягається за всією довжиною автопроїзду (рис. 1). А особливість цієї зони зведено до того, що вона, крім корозійних пошкоджень, також має численні місця наскрізного пропалення металу елементів ортотропної плити, яке було вчинено під час демонтажу та монтажу поздовжнього деформаційного шва у 2010 році, що проілюстровано на рис. 15 та докладно висвітлено у вже згадуваній раніше статті [7]. Через це у цій зоні різниця між переміщеннями і напруженнями проєктного та дійсного стану збільшується приблизно у 2–2,5 рази і досягає 22...25 %, про що виразно свідчить рис. 13.



Рис. 15. Корозія металу ортотропної плити в місцях наскрізного пропалення металу

### **Методика розрахунку прогонової будови з використанням коефіцієнта редуції**

Відомо, що всі чинні нормативні документи рекомендують використовувати для розрахунку ортотропних плит два підходи. Перший з них полягає в застосуванні інженерно-аналітичного методу розрахунку, другий – чисельного методу (як правило, методу скінченних елементів), який, як вже було зазначено, дозволяє проводити дослідження НДС ортотропних плит із практично максимально детальним відображенням у числовій моделі конструктивного рішення, врахуванням довільних зовнішніх навантажень і впливів тощо. Саме з урахуванням цих рекомендацій та маючи на меті виконання порівняння отриманих за двома розрахунковими підходами результатів, дослідження прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС проведено в два етапи: насамперед із застосуванням інженерно-аналітичного, а потім – чисельного методу розрахунку.

А зараз привернемо увагу до того факту, що у разі виконання на першому етапі розрахунків ортотропної плити необхідно приймати до уваги нерівномірність розподілення нормальних напружень за шириною верхнього (являє собою частину листа настилу ортотропної плити) та нижнього поясів балок, які (напруження) діють уздовж осі прогонової будови. Відомо, що ця нерівномірність є наслідком впливу двох факторів: ефекту запізнювання дотичних напружень та ексцентричності передачі навантажень відносно поздовжньої осі балки. Через це під час згинання балки її верхній та нижній пояси долучаються до роботи сумісно зі стінкою тільки за рахунок передачі дотичних напружень зі стінки на пояси. Тому нормальні напруження в поясах у точках перетину зі стінкою мають максимальні значення, поблизу стінки вже менші й продовжують поступово зменшуватися із наближенням до периферії. Притаманний розглянутому випадку типовий вид епюри напружень показано на рис. 16.

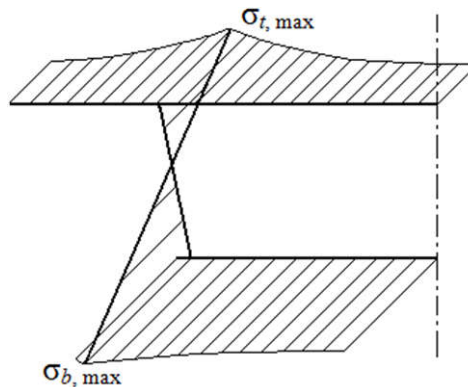


Рис. 16. Типовий вид епюри напружень у поясах і стінці балки

Загалом оцінити величину нерівномірності розподілення нормальних напружень можна за результатами чисельних розрахунків просторової моделі прогонової будови за умов пружної роботи конструкції. Оскільки для цього оцінювання важливим є лише якісний, а не кількісний характер розподілення напружень, стає зрозумілим по-перше те, що вид навантаження не відіграє особливої ролі й, по-друге, що для підрахунків зручно оперувати власною вагою прогонової будови. Саме ж оцінювання проводять на основі універсального інтегрального показника – ефективної ширини полиці  $b_{eff}$ , який відображає ширину умовної прямокутної епюри нормальних напружень, площа якої дорівнює відношенню площі дійсної епюри нормальних напружень до їх максимальної величини. До речі кажучи, саме з цієї причини ефективна ширина полиці завжди є меншою за її номінальну ширину. Графічна ж ілюстрація цього твердження наведена на рис. 17, на якому зображено дійсну та умовну прямокутну (виділено затемненням) епюри нормальних напружень.

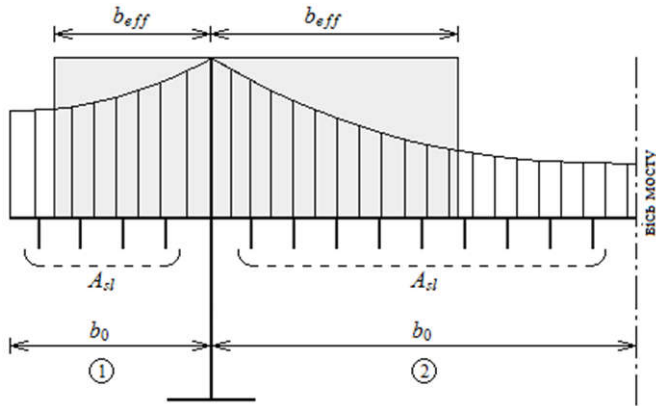


Рис. 17. Дійсна та умовна прямокутна (виділена затемненням) епюри нормальних напружень у верхньому поясі балки: 1 – консольна полиця; 2 – внутрішня полиця

Якщо ж чисельні розрахунки не виконують, то згідно з нормами [1] ефективну ширину полиць балок при пружних розрахунках допустимо визначати за допомогою інженерно-аналітичного методу за використання таблиці 1 залежно від представленої на рис. 18, а форми огиальної епюри моментів.

Таблиця 1

### Кількісна оцінка нерівномірності розподілу нормальних напружень

Випадок $\beta > 0,20$	Випадок $\beta < 0,20$
$\sigma_2 = 1,25(\beta - 0,20)\sigma_1$	$\sigma_2 < 0,20$
$\sigma_y = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2)(1 - y / b_0)^4$	$\sigma_y = \sigma_1(1 - y / b_1)^4$

Тепер уведемо до розгляду безрозмірний параметр, який має назву «коефіцієнт редукції ширини полиці», позначається як  $\beta$  і визначається через відношення ефективної ширини полиці  $b_{eff}$  до її номінальної ширини  $b_0$ , а саме:  $\beta = b_{eff} / b_0$ .

Причому значення коефіцієнта редукції  $\beta$  визначають за формулами таблиці 2 залежно від величини коефіцієнта  $k = a_0 b_0 / L_e$ , де прийнято, що  $a_0 = (1 + A_{sl} / b_0 t)^{1/2}$ ;  $b_0$  – розмір консольної чи внутрішньої полиці;  $L_e$  – ефективна довжина прогону;  $A_{sl}$  – площа поздовжніх ребер полиці (рис. 17);  $t$  – товщина листа настилу.

В свою чергу, ефективну довжину прогону можна визначити, керуючись схемою на рис. 18, б за умови, що відсутні прогони завдовжки не більші, ніж 1,5 довжини суміжного прогону, а консоль завдовжки не більша, ніж половина суміжного прогону. А за наявності інших випадків довжину прогону визначають між нульовими точками епюри моментів.

Варто відзначити, що задля кількісного оцінювання характеру розподілення напружень за шириною полиць можна скористатися формулами, які наведено в таблиці 1. У цьому разі цілком зрозуміло, що більша нерівномірність розподілення нормальних напружень за шириною полиці можлива за умов більшої різниці в довжині прогонів або під дією тимчасового навантаження.

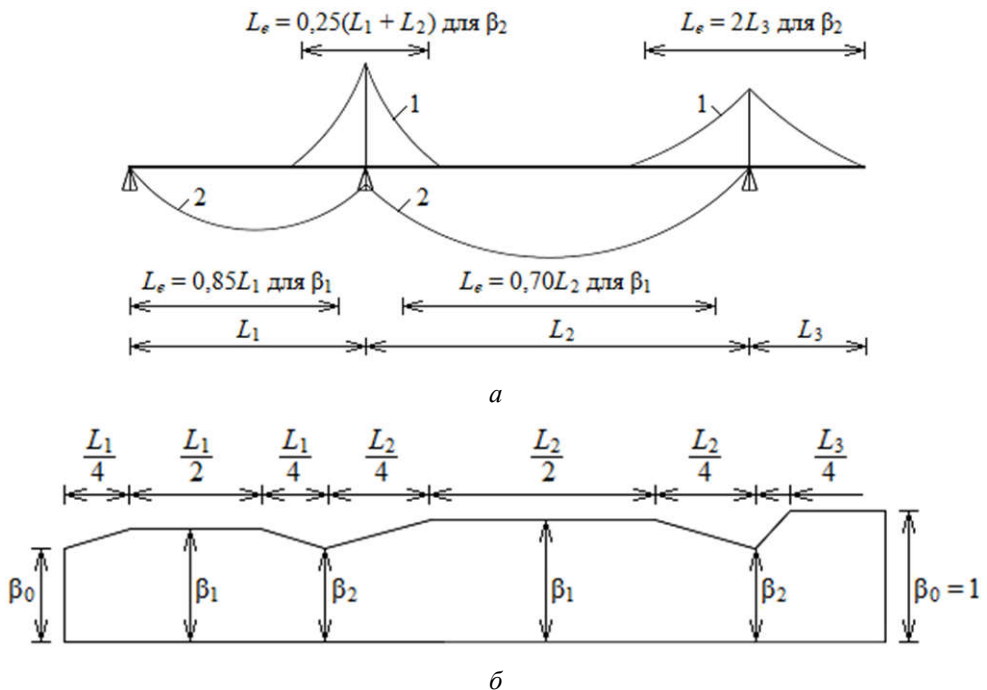


Рис. 18. Оригінальна епюра моментів нерозрізної балки (а) і розподіл коефіцієнтів редукції полиці за довжиною балки для визначення ефективної довжини прогону  $L_e$  (б):  
 1 – увігнута епюра; 2 – опукла епюра

Таблиця 2

**Значення коефіцієнта редукції  $\beta$  залежно від величини коефіцієнта  $k$   
та виду огинальної епюри моментів**

$k = a_0 b_0 / L_e$	Ділянка, яку розглядають	Значення коефіцієнта редукції $\beta$
$\leq 0,02$		$\beta = 1,0$
0,02 – 0,70	Опукла епюра	$\beta = \beta_2 = 1/(1 + 6,4k^2)$
	Увігнута епюра	$\beta = \beta_2 = 1/[1 + 6,0(k - 1/2500k) + 1,6 k^2]$
> 70	Опукла епюра	$\beta = \beta_1 = 1/5,9k$
	Увігнута епюра	$\beta = \beta_2 = 1/8,6k$
Всі значення $k$	Кінцеве обпирання	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/k)\beta$ , але $\beta_0 < \beta_2$
	Консоль	$\beta = \beta_2$ в обпиранні та $\beta_0 = 1$ на кінці

**Результати розрахунків прогонової будови за використання коефіцієнта редукції**

Дослідження прогонової будови з ортотропною плитою автопроїзду по греблі ДніпроГЕС проведені за використання коефіцієнта редукції ширини полиці  $\beta$ , який знаходиться у функціональній залежності від ефективної ширини полиці  $b_{eff}$ . Причому, як зазначалось вище, задля визначення параметра  $b_{eff}$  у разі пружної роботи конструкції вид навантаження не відіграє жодної ролі, а тому з метою спрощення обчислення нормальних напружень доцільно використовувати власну вагу прогонової будови. Схему з зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції у поперечному перерізі прогонової будови представлено на рис. 19.

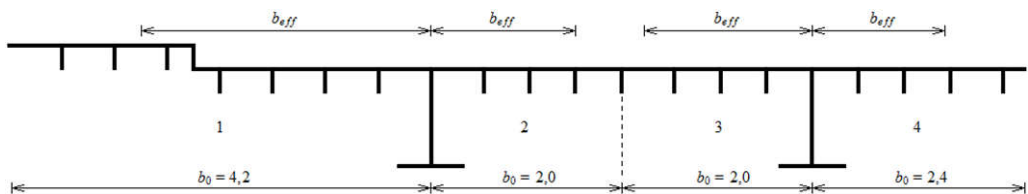


Рис. 19. Поперечний переріз прогонової будови із зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – консольна плита (ділянка № 1); 2 – внутрішня плита (ділянка № 2); 3 – внутрішня плита (ділянка № 3); 4 – консольна плита (ділянка № 4)

Побудовані за використання інженерно-аналітичного методу розрахунку [1] графіки залежності між коефіцієнтом редукції  $\beta$  та довжиною прогону  $L$  для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови зображені на рис. 20.



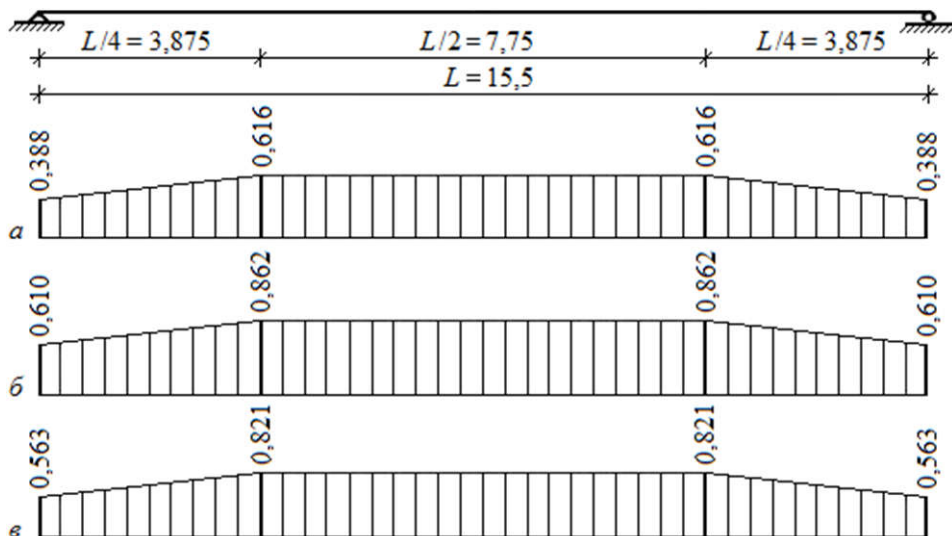


Рис. 20. Графіки залежності коефіцієнтів редуції від довжини прогонової будови, побудовані за використання інженерно-аналітичного методу розрахунку [1]:  
а – консольна плита (ділянка № 1); б – внутрішня плита (ділянка № 2 і № 3);  
в – консольна плита (ділянка № 4)

Перейдемо наразі до розгляду результатів чисельних розрахунків прогонової будови. Проте, перш ніж безпосередньо приступити до дослідження коефіцієнта редуції ширини полиці, спочатку звернемося до самих цих результатів із метою виявлення й узагальнення найменших нюансів роботи конструкційних 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. 21–23.

Як вбачається з рис. 21, у листі настилу ортотропної плити за всією довжиною прогонової будови автопроїзду мають місце дві принципово відмінні зони вертикальних переміщень. Перша з них розташована над місцями обпирання головних балок на консольні ригелі, охоплює практично всю ширину проїзної частини ортотропної плити і має максимальні позитивні значення переміщень у межах до 1,18 мм. З огляду на зазначене 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. Друга ж зона знаходиться у прогонах між консольними ригелями вздовж всього тротуару, лист настилу в якій прогинається донизу, а максимальні значення прогину досягають 17,69 мм. Що ж стосується характеру розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити (рис. 22), укажемо на те, що лист настилу загалом є майже рівномірно стиснутим із незначними

коливаннями значень напружень: від максимальних над місцями обпирання головних балок на консольні ригелі  $\sigma_x = 307 \text{ кгс/см}^2$  до мінімальних у центрах прогонів між консольними ригелями у межах  $\sigma_x = 130 \dots 150 \text{ кгс/см}^2$ . Щодо роботи стінок головних балок, то в них відслідковується різнонаправлений напружений стан (рис. 23), що знаходить своє відображення у наявності в деяких фрагментах цих стінок несуттєвих за значеннями напружень стиску (у межах до  $\tau_{xy} = 314 \text{ кгс/см}^2$ ) і розтягу (у межах до  $\tau_{xy} = 314 \text{ кгс/см}^2$ ), що обумовлено особливостями обпирання головних балок на консольні ригелі.

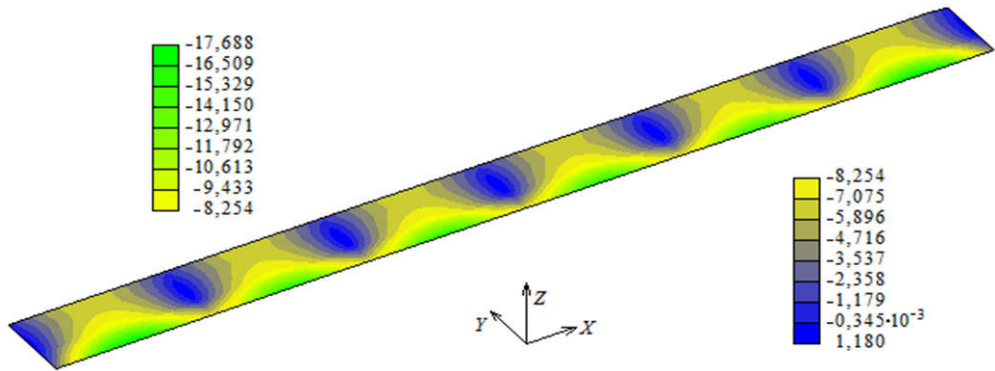


Рис. 21. Ізополя вертикальних переміщень  $w$  у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, мм

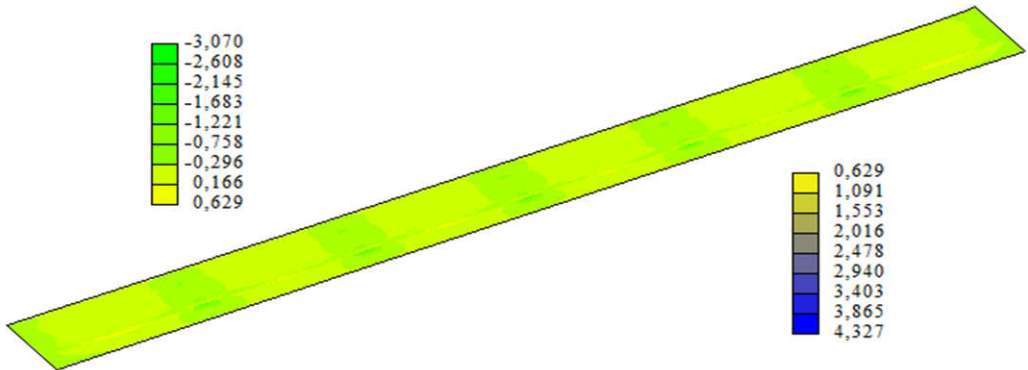


Рис. 22. Ізополя нормальних напружень  $\sigma_x$  у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження,  $\sigma_x \cdot 10^2 \text{ кгс/см}^2$

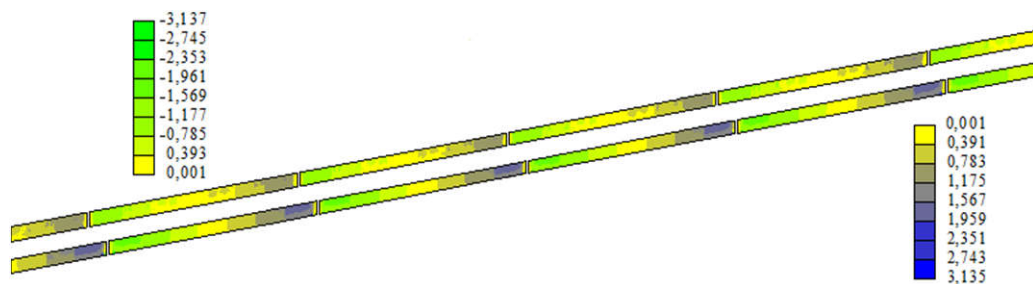


Рис. 23. Ізополя дотичних напружень  $\tau_{xy}$  у стінках головних балок від постійного навантаження,  $\tau_{xy} \cdot 10^2$  кгс/см<sup>2</sup>

Побудовані шляхом опрацювання наведених вище результатів чисельного методу розрахунку графіки залежності між коефіцієнтом редукції  $\beta$  та довжиною прогону  $L$  для розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови зображено на рис. 24.

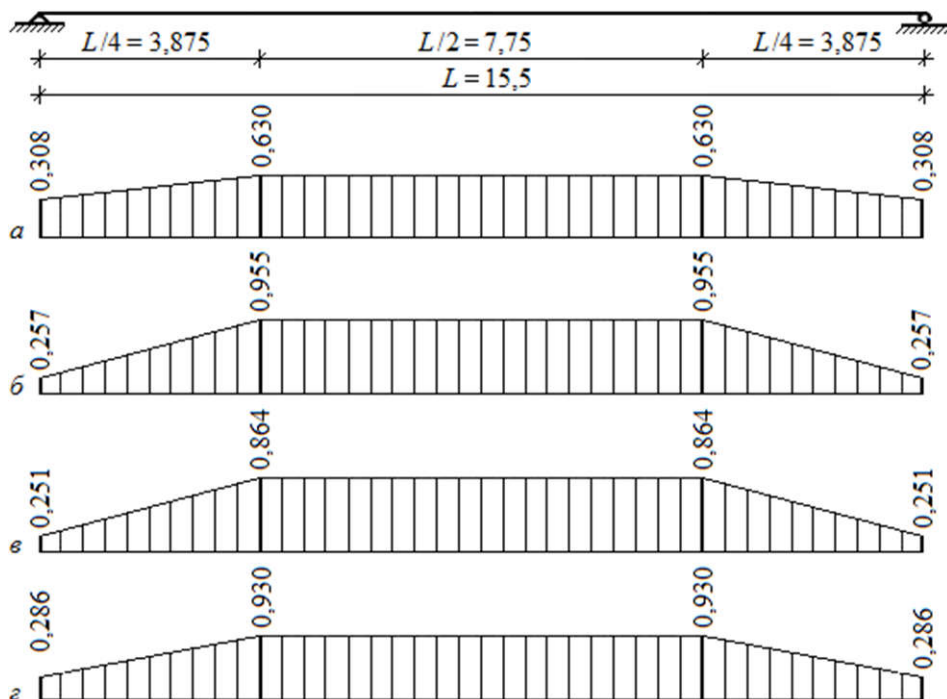


Рис. 24. Графіки побудованих за використання чисельного методу розрахунку коефіцієнтів редукції: а – консольна плита (ділянка № 1); б – внутрішня плита (ділянка № 2); в – внутрішня плита (ділянка № 3); з – консольна плита (ділянка № 4)

Одночасно в таблиці 3 із метою оцінювання близькості отриманих за допомогою інженерно-аналітичного та чисельного методів розрахунку результатів визначення коефіцієнта редукції  $\beta$  відображено відповідні дані для чотирьох розрахункових ділянок поперечного перерізу прогонової будови (нагадуємо, що схему цих ділянок представлено на рис. 19) на опорі та в прогоні й вказано різницю між ними.

Таблиця 3

### Розрахункові значення коефіцієнтів редукції $\beta$

Ділянка поперечного перерізу прогонової будови	Коефіцієнти редукції $\beta$					
	На опорі		Різниця, %	В прогоні		Різниця, %
	I	II		I	II	
Консольна плита (ділянка № 1)	0,388	0,308	20,6	0,616	0,630	2,2
Внутрішня плита (ділянка № 2)	0,610	0,257	57,9	0,862	0,955	9,7
Внутрішня плита (ділянка № 3)	0,610	0,251	58,9	0,862	0,864	0,2
Консольна плита (ділянка № 4)	0,563	0,286	49,2	0,821	0,930	11,7
Примітка: I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [1]; II – чисельний метод розрахунку						

З аналізу наведених у таблиці 3 результатів випливає дві цікаві обставини. Перша з них пов'язана з тим, що значення коефіцієнтів редукції в прогоні, визначені за допомогою чисельного методу розрахунку, для всіх ділянок ортотропної плити є більшими, ніж вираховані за інженерно-аналітичним методом, а їх різниця складає від 0,2 % для внутрішньої плити на ділянці № 3 до 11,7 % для консольної плити на ділянці № 4. Пояснюючи зазначене, зауважимо, що отриманий результат є цілком передбачуваним у тому сенсі, що розрахунки прогонових будов із ортотропними плитами, виконувані на основі визначених за використання інженерно-аналітичного методу розрахунку [1] коефіцієнтів редукції, є більш консервативними порівняно з чисельними, а тому й призводять до отримання запасу міцності й фактичної несної здатності конструкції у межах приблизно до 11 %.

Друга ж обставина полягає в тому, що коефіцієнти редукції на опорах, вираховані за чисельним методом, є несподівано значно меншими (від 20,6 % до 58,9 % на противагу попередньому випадку), ніж визначені за допомогою інженерно-аналітичного методу розрахунку. І тому постає цілком логічне питання: в чому ж причина такої істотної розбіжності? Втім, відповідь на це

питання є абсолютно прозорою та містить дві складові. Перша з них зумовлена специфікою конструктивного рішення прогонових будов 1977 року будівництва, в яких задля зменшення кількості поперечних деформаційних швів верхні листи ортотропної плити кожних шести розрізних прогонових будов було зварено на монтажі, що дало змогу сформувати у такий спосіб укрупнені блоки з безперервною площиною проїзної частини. Друга ж складова є наслідком недосконалості додатка Д норм [1], в яких не розглянуто реалізований у 1977 році на автопроїзді тип конструкції з безперервною площиною проїзної частини укрупненого блоку прогонової будови, тому визначені за його допомогою коефіцієнти редукції на опорах мають дуже велику похибку.

Отже, підсумовуючи викладене вище, підкреслимо отриманий висновок, що для нестандартних конструкцій типу прогонових будов автопроїзду 1977 року реальні значення коефіцієнтів редукції можна визначати лише за допомогою чисельного методу розрахунку. До речі, наведений висновок стосується обчислення й інших параметрів НДС всіх нестандартних конструкцій мостових прогонових будов, в тому числі, й прогонових будов автопроїзду 1977 року. Засвідчено сказане даними таблиці 4, в якій згруповано результати розрахунків за використання інженерно-аналітичного і чисельного методів розрахунку щодо нормальних і дотичних напружень в елементах головної балки прогонової будови автопроїзду 1977 року.

Таблиця 4

**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 $\sigma_x$ , кгс/см <sup>2</sup>		Різниця, %	Дотичні напруження $\tau_{xy}$ , кгс/см <sup>2</sup>		Різниця, %
		I	II		I	II	
$x = 0$	стінка	–	–	–	1007	976	3,1
$x_{L/4} = 3,875$	верхній пояс	624	540	13,5	–	–	–
	стінка	–	–	–	440	412	6,4
$x_{L/2} = 7,75$	нижній пояс	2091	1622	22,4	–	–	–
	верхній пояс	831	804	3,2	–	–	–
	нижній пояс	2788	2079	25,4	–	–	–
Примітка: I – інженерно-аналітичний метод розрахунку [1]; II – чисельний метод розрахунку							

З таблиці 4 чітко видно, що визначені за використання інженерно-аналітичного методу розрахунку нормальні й дотичні напруження в елементах головної балки прогонової будови мають більші значення порівняно з тими, які підраховано за допомогою чисельного методу розрахунку. Останнє зайвий раз свідчить про те, що чисельний метод, завдяки можливості відображення в розрахунковій моделі

конструктивних особливостей досліджуваних конструкцій шляхом їх максимальної деталізації, уможливує отримувати якісніші, надійніші та точніші результати розрахунків.

## **Висновки**

В статті розглянуто методологічні аспекти комплексного підходу до розрахунку й аналізу роботи мостових прогонових будов із ортотропними плитами проїзної частини. Представлено методику дослідження нерівномірності розподілення нормальних напружень у листі настилу ортотропної плити. Як об'єкт дослідження прийнято прогонову будову існуючого автопроїзду по греблі ДніпроГЕС, розрахункова модель якого створена з урахуванням дійсного технічного стану конструкційних елементів на основі результатів виконаних інженерних обстежень. 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. Визначено коефіцієнти редукції шляхом застосування інженерно-аналітичного (нормативного) та чисельного методів розрахунку. Виконано порівняння отриманих результатів та надано рекомендації в частині застосування методів розрахунку.

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

1. Розрахунки мостових споруд у неодмінному порядку необхідно здійснювати з огляду на їх дійсний технічний стан, визначений за результатами проведених інженерних обстежень. Аналіз отриманих даних свідчить, що дефекти, пошкодження і руйнування, які присутні в конструкційних елементах, що перебувають в експлуатації протягом багатьох десятиків років, значною мірою впливають на роботу цих елементів під навантаженням.

2. З метою отримання найбільш адекватних дійсному технічному стану досліджуваної мостової споруди чисельних результатів слід діяти у такий спосіб. А саме: врахування дефектів, пошкоджень і руйнувань у скінченно-елементній моделі мостових конструкцій внаслідок їх значної кількості (як правило!) проводити не прямим відображенням цих «вад», а опосередкованим – шляхом коригування товщини скінченних елементів залежно від наявності відповідної «вади» за умови збереження інших геометричних і жорсткісних параметрів. Причому, величину цього коригування визначають способом усереднення наявних «вад» по поверхні конструкційного елемента.

3. У разі проведення досліджень мостових споруд, які мають набуті під час експлуатації дефекти, пошкодження і руйнування, а зокрема й тих, яким, крім цього, властиві нестандартні конструктивні рішення, необхідно використовувати чисельні методи розрахунку з двох підстав. Перша з них полягає в тому, що

тільки чисельні методи дозволяють досягти під час побудови числової моделі максимально можливої деталізації конструкції і, як наслідок, отримати більш якісні, надійні та точні результати розрахунків. Друга ж підстава пов'язана з відсутністю у чинній нормативній документації методик, що дозволяють провести врахування в нормативному інженерно-аналітичному методі розрахунку ані результатів інженерних обстежень конструкційних елементів мостових споруд, ані застосованих нестандартних конструктивних рішень, а тому визначені за його допомогою результати мають велику похибку.

4. 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, рекомендовано доповнювати ці нормативні документи відповідними розділами.

### **Література**

- [1] Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування : ДБН В.2.3-26:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 195 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми України).
- [2] Мосты и трубы : СНиП 2.05.03-84\* / Госстрой России. – Офиц. изд. – М. : ФГУП ЦПП, 2005. – 239 с. – (Строительные нормы и правила).
- [3] Мости та труби. Основні вимоги проектування : ДБН В.2.3-22:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми України).
- [4] Навантаження і впливи. Мости та труби : ДБН В.1.2-15:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2009. – 66 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми України).
- [5] Корнеев М. М. Стальные мосты : Теоретическое и практическое пособие по проектированию мостов : в 2 т. / М. М. Корнеев. – К. : Изд-во «Академпрес», 2010. – Т. 1. – 532 с.
- [6] Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб : СН 200-62. – Москва : Госстрой СССР, 1962. – 328 с. – (Строительные нормы).
- [7] Шимановський О. В. Обстеження конструкцій автопроїзду по прогонових будовах греблі ДніпроГЕС, зведених у 1977 р. / О. В. Шимановський, В. В. Шалінський // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2020. – № 2. – С. 2–7.
- [8] AASHTO LRFD. Bridge Construction Specifications. – Third Edition. – Washington : American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010. – 542 p.
- [9] AASHTO LRFD. Bridge Design Specifications. – Washington : American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012. – 1661 p.
- [10] AISC. Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. – New York : American Institute of Steel Construction, 1963. – 237 p.

- [11] Steel, concrete and composite bridges. Part 3: Code of practice for design of steel bridges : BS 5400-3. – London : British Standards Institution, 2006. – 202 p.
- [12] Chen Mu. Orthotropic Analysis of Steel Deck-Girder-Rib Systems Subjected to Transverse Load / [Chen Mu, Xue Jianghong, Li Ping, Jin Fusong] // International Journal of Steel Structures. – 2019. – Vol. 19. – P. 1010–1022.
- [13] Chen Stuart S. Proposed Effective Width Criteria for Composite Bridge Girders / [Chen Stuart S., Aref Amjad J., Chiewanichakorn Methee, Ahn Il-Sang] // Journal of Bridge Engineering. – 2007. – Vol. 12, Issue 3. – P. 325–338.
- [14] Cornelius W. Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte / W. Cornelius // Der Stahlbau, 1952. – B. 21, H.2. – S.21–24 und H.3. – S.43–48 und H.4. – S. 60–64.
- [15] De Corte W. Examination of Local Stresses in Relation to Fatigue Failure at the Rib to Floorbeam Joint of Orthotropic Plated Bridge Decks / W. De Corte, C. Delesie, P. Van Bogaert // Bridge Structures: Assessment, Design and Construction. – 2007. – Vol. 3, Issue 3. – P. 183–191.
- [16] De Corte W. Improvements for the Analysis of Floorbeams with Additional Webs Cutouts for Orthotropic Plated Decks with Closed Continuous Ribs / W. De Corte, P. Van Bogaert // Steel and Composite Structures. – 2007. – Vol. 7, Issue 1. – P. 1–18.
- [17] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 2: Steel Bridges : EN 1993-2:2006. – Brussels : European Committee for Standardization, 2009. – 105 p.
- [18] FHWA. Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges. – Washington : US Department of Transportation Federal Highway Administration, 2012. – 262 p.
- [19] Homberg H. Drehsteife Kreuzwerke / H. Homberg, K. Trenks. – Berlin : Springer-Verlag, 1962. – 318 s.
- [20] Huber M. T. Die Theorie der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten nebst Anwendungen auf mehrere bautechnisch wichtige Aufgaben über rechteckige Platten / M. T. Huber // Der Bauingenier. – 1923. – B.4, H.12. – S. 354–360 und H.13. – S. 392–395.
- [21] Huber M. T. Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten / M. T. Huber // Timoshenko Anniversary Volume. – New York : Macmillan Company, 1938. – 89 p.
- [22] Huber M. T. Zur Theorie der Berührung fester elastischer Körper / M. T. Huber // Annalen der Physik. – 1904. – B. 14. – S. 153–163.
- [23] JRA. Specifications for highwaybridges. – Part 2: Steel Bridges. – Tokyo: Japan Road Association, 2017. – 458 p.
- [24] Korniev M. Orthotropic Deck Bridges in Ukraine / M. Korniev // Orthotropic Bridge Conference. – Sacramento, 2004. – P. 113–131.
- [25] Korniev M. Bridge Engineering in Ukraine / M. Korniev // Handbook of Bridge Engineering. – London : CRC Press, 2014. – P. 865–905.



- [26] Kurrer Karl-Eugen. The history of the theory of structures: searching for equilibrium : Second edition / Karl-Eugen Kurrer. – Berlin : Wiley: Ernst & Sohn, 2018. – 1212 p.
- [27] Le Viaduc de Millau [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.leviaducdemillau.com/fr> – Назва з екрана.
- [28] Mangus A. R. Orthotropic Deck Bridges. Chapter 14 / A. R. Mangus, S. Sun // Bridge Engineering Handbook. – Boca Raton : CRC Press, 2000. – 47 p.
- [29] Pelikan W. Die Stahlfahrbahn-Berechnung und Konstruktion / W. Pelikan, M. Esslinger // MAN-Forschungsheft. – 1957. – В. 7. – S. 23–46.
- [30] Sadlacek G. Orthotropic Plate Deck Bridges / G. Sadlacek // Constructional Steel Design: An international guide. – London and New York : Elsevier Applied Science Publishers, 1992. – P. 227–247.
- [31] Troitsky M. S. Orthotropic bridges: Theory and design / M. S. Troitsky – Second edition. – Cleveland : The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, 1987. – 400 p.
- [32] Wolchuk R. Secondary stresses in closed orthotropic deck ribs at floorbeams / R. Wolchuk, A. Ostapenko // Journal of Structural Engineering. – 1992. – Vol. 118, Issue 2. – P. 582–595.
- [33] Wolchuk R. Steel orthotropic decks. Development in 1990s / R. Wolchuk // Transportation Research Record. – 1999. – Vol. 1688, Issue 1. – P. 30–37.

## **Напряженное состояние ортотропных плит проезжей части мостовых пролетных строений с учетом влияния эксплуатационных дефектов и повреждений**

**Шимановский А. В.**, член-корреспондент НАН Украины,  
заслуженный деятель науки и техники Украины, д-р техн. наук,

**Шалинский В. В.**, канд. техн. наук, **Шимановская М. А.**, канд. техн. наук

Украинский институт стальных конструкций имени В. Н. Шимановского, Украина

**Аннотация.** В статье изложены результаты исследования работы под нагрузкой и некоторые оценки взаимовлияния напряженного состояния конструктивных элементов при действительной работе эффективных мостовых сооружений с применением ортотропных плит проезжей части. Представлена краткая характеристика конструктивного решения ортотропных плит, появлению которых способствовали два обстоятельства: совершенствование технологий сварки и развитие теорий расчета. Отмечено, что ортотропные плиты состоят из пересекающихся между собой продольных ребер и поперечных балок, которые приварены к листу настила. Жесткость такой плиты различается в перпендикулярных направлениях, и именно поэтому ее называют ортотропной, или ортогонально анизотропной. Указано, что ортотропные плиты впервые начали применяться в Германии после Второй мировой войны из-за того, что в то время в Германии практически все мосты были разрушены, и поэтому вопрос экономии стали был очень актуальным.

Отмечено, что, с конструктивной точки зрения, существенная экономия стали при применении ортотропных плит происходит за счет того, что продольные ребра и лист

настила такой плиты включаются в совместную работу с главными балками и, таким образом, входят в сечение верхнего пояса балки. Что же касается взаимовлияния напряженного состояния конструктивных элементов ортотропной плиты, то это взаимовлияние связано с особенностями перетекания напряжений от плиты к стенкам, а именно: при гибании балок верхняя плита моста включается в работу совместно со стенками только за счет передачи касательных напряжений со стенок на плиту. Поэтому нормальные напряжения в плите вблизи стенок всегда больше, чем на каком-то расстоянии от них. Оценка этой неравномерности имеет очень большое значение для определения действительных условий работы ортотропной плиты в целом и проводится в каждом конкретном случае путем выполнения расчетов пролетного строения. Именно по результатам этих расчетов определяется так называемая «эффективная ширина полок»  $b_{eff}$ , которая всегда меньше их номинальной ширины  $b_0$ . Что же касается соотношения этих величин, то в расчетной практике оно называется коэффициентом редукации ширины полок  $\beta$ .

Приведена характеристика двух применяемых методик для определения коэффициента редукации ширины полок: инженерной – с использованием требований нормативных документов, которые базируются на применении эпюр нормальных напряжений, и численной – с использованием результатов исследований, полученных с использованием метода конечных элементов. Описаны результаты расчета реального мостового пролетного строения автопроезда на плотине ДнепроГЭС в г. Запорожье по двум указанным выше методикам. На основании полученных данных выполнен сравнительный анализ полученных коэффициентов редукации и действующих в пролетных строениях напряжений. Приведена оценка точности инженерной методики определения эффективной ширины полок пролетных строений с ортотропными плитами и очерчены границы ее рационального применения. Приведены соответствующие рекомендации.

**Ключевые слова:** мостовое сооружение, пролетное строение, ортотропная плита, расчетная модель, коэффициент редукации, напряжение.

## **Stress State of Orthotropic Deck Plates of the Carriageway of Bridge Superstructures Considering the Effect from Operational Defects and Damage**

**O. Shimanovsky**, Corresponding Member of the National Academy of Sciences of Ukraine, Honoured Worker of Science and Technology of Ukraine, Dr. Sc. (Eng.),  
**V. Shalinsky**, Cand. Sc. (Eng.), **M. Shimanovska**, Cand. Sc. (Eng.)

V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction, Ukraine

**Abstract.** The paper presents the results of investigating the under-load behaviour and some estimates of the mutual influence of the stress state of structural elements during the actual operation of effective bridge superstructures with orthotropic deck plates. A brief description of the design solution for orthotropic deck plates is presented, which was facilitated by two circumstances: the improvement of welding practice and the development of calculating theories. It is noted that orthotropic deck plates consist of longitudinal stiffeners and intersecting crossbeams that are welded to the decking plate. The rigidity of such a plate differs in perpendicular directions, which is why it is called orthotropic or orthogonally anisotropic one. It is stated that orthotropic deck plates were first used in Germany after World War II due to the fact that almost all bridges were destroyed in Germany at that time, and therefore the problem of saving steel was very urgent.

It is stated that, from a structural point of view, significant saving of steel in the case of orthotropic deck plates is due to the fact that the longitudinal stiffeners and decking of such plate are included in joint work with the main girders and, thus, are included in the upper flange cross section. As for the mutual influence of the stress state of the structural elements in the orthotropic deck, this mutual influence is related to the features of stress flow from the plate to the webs, namely: when bending beams, the upper bridge deck plate is included in the operation with the webs only by transferring tangent stresses from the webs to the plate. Therefore, the normal stresses in the plate near the webs are always greater than at any distance from them. Estimating this irregularity is very important for determining the actual operating conditions of the orthotropic deck as a whole and is carried out in each case by performing calculations of the superstructure. According to the results of these calculations, the so-called «effective flange width»  $b_{eff}$ , is determined, which is always less than the nominal width  $b_0$ . As for the ratio of these values, in computational practice it is called the flange width reduction factor  $\beta$ .

The characteristics of two methods are presented which are used to determine the flange width reduction factor: engineering method applying normative documents based on the application of normal stress diagrams, and numerical method based on the numerical study results obtained using the finite element method. The results of calculating the real bridge deck of the carriageway at the Dnieper Hydroelectric Power Station dam in Zaporozhye are described according to the two methods mentioned above. Based on the data obtained, a comparative analysis of the obtained reduction factors and the stresses acting in the span is performed. The accuracy of the engineering method for determining the effective width of the flanges of the superstructures with orthotropic deck plates is estimated and the boundaries for its rational use are outlined. Relevant recommendations are provided.

**Key words:** bridge structure, superstructure, orthotropic deck plate, design model, reduction factor, stress.

*Надійшла до редколегії 20.10.2020 р.*