ISSN 2523-4021

Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В. М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського

Під загальною редакцією
заслуженого діяча науки і техніки України,
члена-кореспондента НАН України,
доктора технічних наук,
професора О. В. Шимановського

Науковий збірник

Випуск 25-26

Видавництво «Сталь»
Київ – 2020

ISSN 2523-4021

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:

Шимановський О. В., чл.-кор. НАНУ, д-р техн. наук (відп. редактор);
Адріанов В. П.; Бліхарський З. Я., д-р техн. наук; Божко В. А., канд. техн. наук;
Гайдайчук В. В., д-р техн. наук; Голоднов О. І., д-р техн. наук (відп. секретар);
Гордеєв В. М., д-р техн. наук (заст. відп. редактора); Гуляєв В. І., д-р техн. наук;
Кириллов В. В.; Клименко Є. В., д-р техн. наук; Кордун О. І.;
Корольов В. П., д-р техн. наук; Лисицин Б. М., д-р техн. наук;
Оглобля О. І., д-р техн. наук; Семко О. В., д-р техн. наук;
Шалінський В. В., канд. техн. наук; Шмуклер В. С., д-р техн. наук

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:

Баран В., д-р техн. наук (Польща); Бєлоєв М., канд. техн. наук (Болгарія);
Бігус А., д-р техн. наук (Польща); Бредфорд М., д-р техн. наук (Австралія);
Івіцкі П., д-р техн. наук (Польща); Козловскі А., д-р техн. наук (Польща);
Мартинов Ю. С., чл.-кор. БАА, д-р техн. наук (Білорусь);
Пастернак Г., д-р техн. наук (Німеччина); Русєв С., д-р техн. наук (Болгарія);
Сидорович Є. М., д-р техн. наук (Білорусь); Тулєбаєв К. Р., д-р техн. наук (Казахстан);
Уласевич В. П., канд. техн. наук (Білорусь);
Урбанська-Галевська Е., д-р техн. наук (Польща);
Хладний Е., д-р техн. наук (Словенія); Янковяк Р., д-р техн. наук (Польща)

Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського / [Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, члена-кореспондента НАН України, д-ра техн. наук, проф. О. В. Шимановського]. – К. : Вид-во «Сталь», 2020. – Вип. 25-26. – 200 с.

У збірнику наведено статті з результатами досліджень у галузі розрахунку та проектування конструкцій, теоретичної та будівельної механіки, теорії пружності та пластичності. Особливу увагу приділено розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель та споруд, розробленню раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичним дослідженням роботи елементів і з'єднань, удосконаленню матеріалів, технології виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкцій будівель і споруд, розвитку та вдосконаленню нормативної бази в цих галузях будівництва, а також дослідженням напружено-деформованого стану тіл складної структури за постійних і змінних у часі навантажень, включно з випадковими впливами. Для наукових працівників, аспірантів та інженерів, зайнятих у різних галузях науки і техніки.

АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:
вул. В. Шимановського, 2/1,
Київ 02125,
ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського»,
тел. 543-97-40, e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

© ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського», 2020
© ТОВ «Видавництво «Сталь», 2020

ЗМІСТ

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…… 4

Шимановский А. В., Гибаленко А. Н., Онищенко А. Н.
Комплексный подход к управлению коррозионной защищённостью металлических конструкций при обеспечении технологической безопасности в условиях предприятий металлургического комплекса…… 39

Пічугін С. Ф.
Статистичні характеристики міцності матеріалів будівельних конструкцій……... 58

Гамеляк І. П., Тимошенко О. В., Кулак В. В.
Порівняння властивостей металевої та склопластикової арматури для дорожнього будівництва……... 81

Гордеев В. М.
Підвищення культури проєктування будівельних металевих конструкцій……... 92

Перельмутер А. В., Корнеев М. М.
Украинская школа проектирования стальных мостов …..……... 106

Перельмутер А. В.
Украинская школа проектирования высотных конструкций……... 144

Гордеев В. Н., Перльмутер А. В.
Дмитриев Леонид Георгиевич – инженер, ученый, педагог (к 90-летию со дня рождения)……. 185

Вимоги до оформлення статей……. 198

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 стислу характеристику конструктивного рішення ортотропних плит, появі 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 повздовжні 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 редукції ширини полиць β.
Наведено характеристику двох застосованих методик для визначення коефіцієнта редукції ширини полиць: інженерної – з використанням вимог нормативних документів, які базуються на застосуванні епюр нормальних напружень, і чисельної – з використанням результатів чисельних досліджень, отриманих із використанням методу скінченних елементів. 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 редукції та діючих у прогоновій 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 редукції, напруження.

Вступ

Останнім часом у багатьох мостових спорудах як один з основних несних структурних елементів проїзної частини набули поширення ефективні системи ортотропних сталевих плит[1]. 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].

[1]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 уведення 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. Есслінгер [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 складнощі в частині постановки, деталізації і розмірності задачі досліджень, уведення 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_{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 домінантною складовою частиною їх експлуатації. Свідченням сказаного є те, що вже перший досвід застосування ортотропних плит виявив у них два недоліки: малу міцність від утоми (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

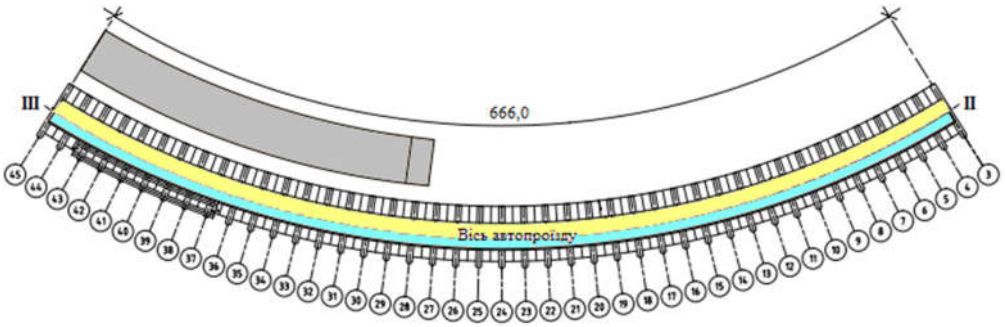


Рис. 2. План автодорожнього переїзду по спорудах греблі ДніпроГЕС:
блакитний колір – прогонові будови 1932 р.; жовтий колір – прогонові будови 1977 р.;
сірий колір – будівля ГЕС-2; II – початок автопроїзду; III – кінець автопроїзду

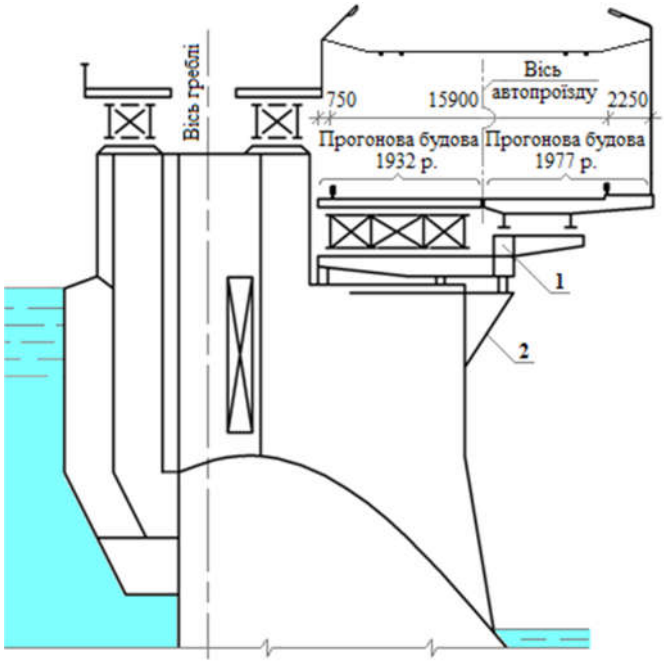


Рис. 3. Поперечний переріз греблі після реконструкції автопроїзду в 1977 р.:
1 – ригель; 2 – підкіс

Розташований на биках греблі автомобільний проїзд із радіусом кривини близько 600 м до реконструкції 1977 р. мав ширину 7,5 м. Його несними конструкціями були розрізні прогонові будови, які перекривали прогони між биками греблі й складалися з чотирьох сталевих клепаних суцільних балок і

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).

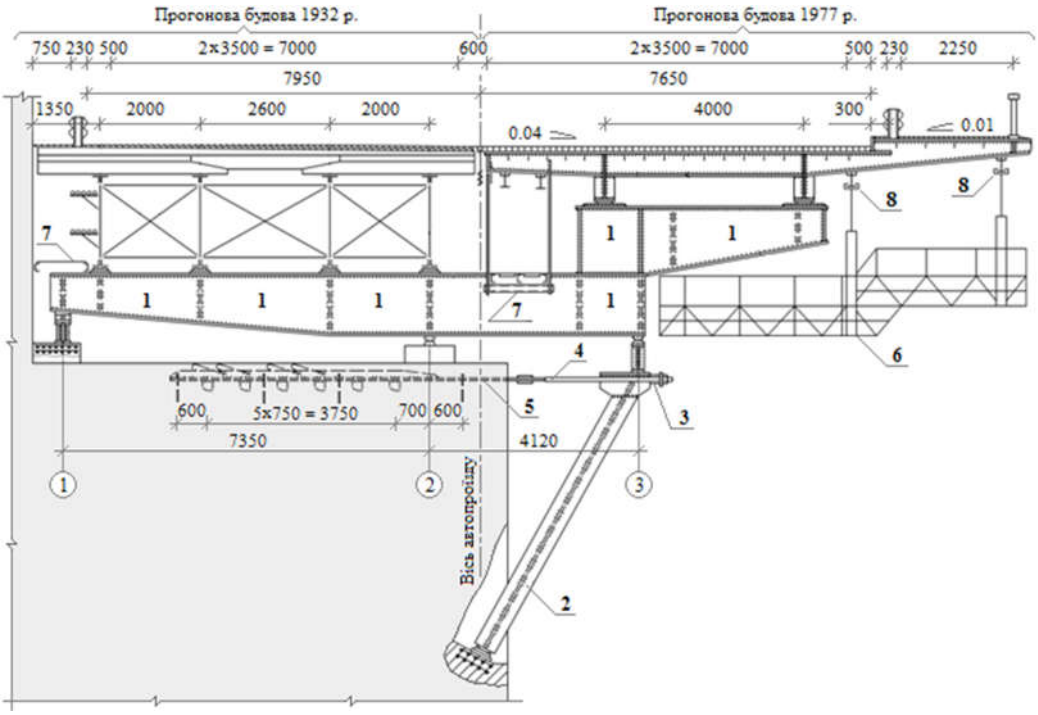


Рис. 4. Поперечний переріз прогонових будов після реконструкції автопроїзду у 1977 р.: 1 – ригель; 2 – підкіс; 3 – траверса; 4 – тяж; 5 – затяжка; 6 – пересувний оглядовий візок; 7 – оглядовий прохід; 8 – монорельс; ①, ②, ③ – осі спирання ригеля

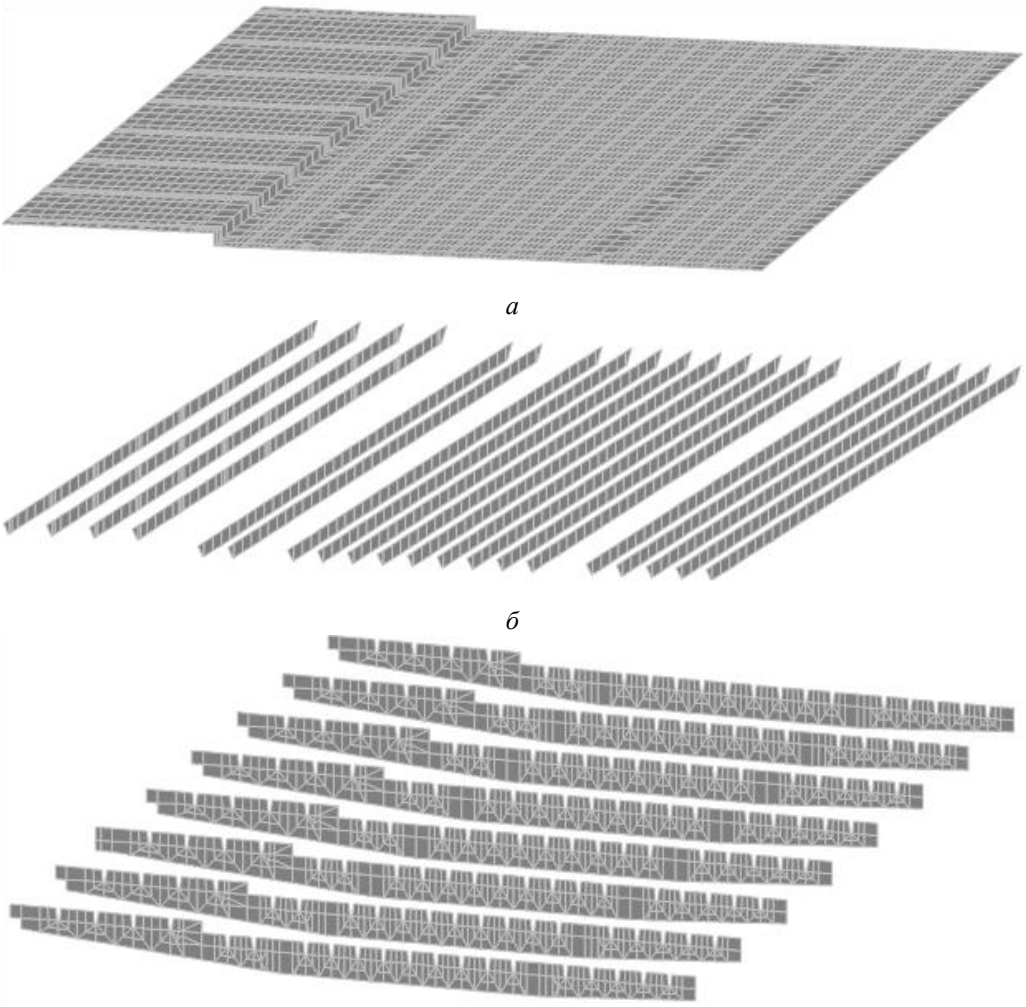
У процесі реконструкції під існуючі прогонові будови було заведено сталеві консольні ригелі (у спосіб, як показано на рис. 4), які потім було встановлено на биках греблі та прикріплено до неї за допомогою анкерних тяжів із тросів Ø 68 мм, пропущених у завчасно пробурених у биках свердловинах, які, після 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 монтажі 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 деформаційній 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^2, коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0{,}3$ та розрахунковим опором $R = 3400–4000$ кгс/см^2 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 проєктними 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.

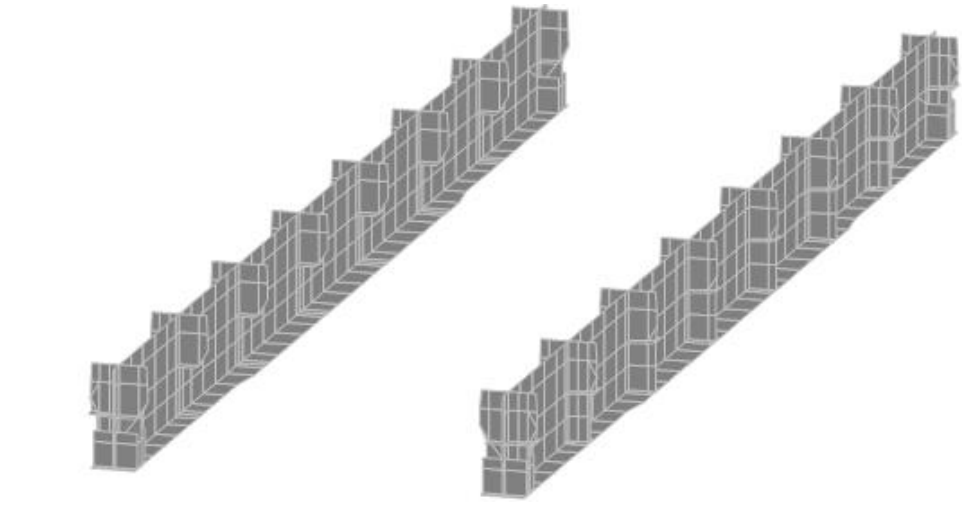


а

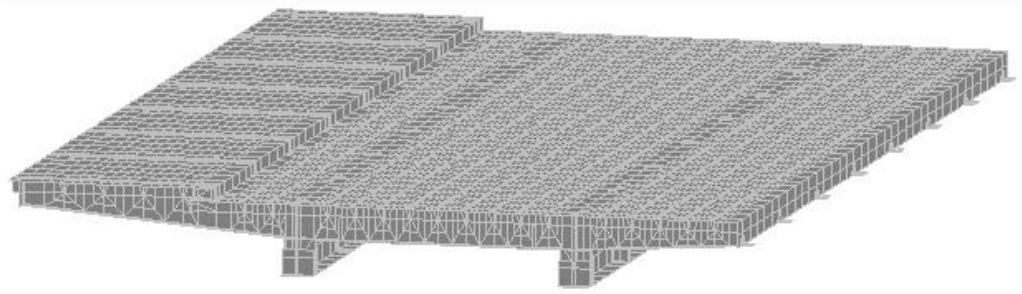
б

в

Рис. 5. Скінченно-елементна модель укрупненого блока прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС:
а – модель листа настилу; *б* – модель поздовжніх ребер; *в* – модель поперечних балок; *г* – модель головних балок; *д* – загальна модель укрупненого блока



г



д

Рис. 5. Аркуш 2

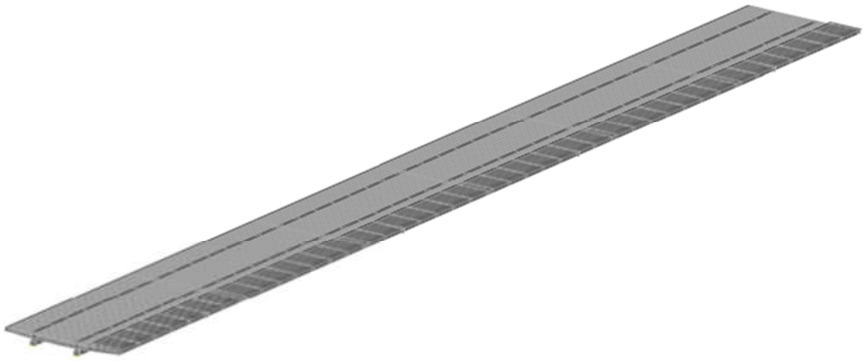


Рис. 6. Загальна скінченно-елементна модель прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС

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^2), 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^2) і покриття тротуару (q_3 = 0,1 тс/м^2). Схему прикладення складових постійного навантаження до поперечного перерізу прогонової будови наведено на рис. 7.

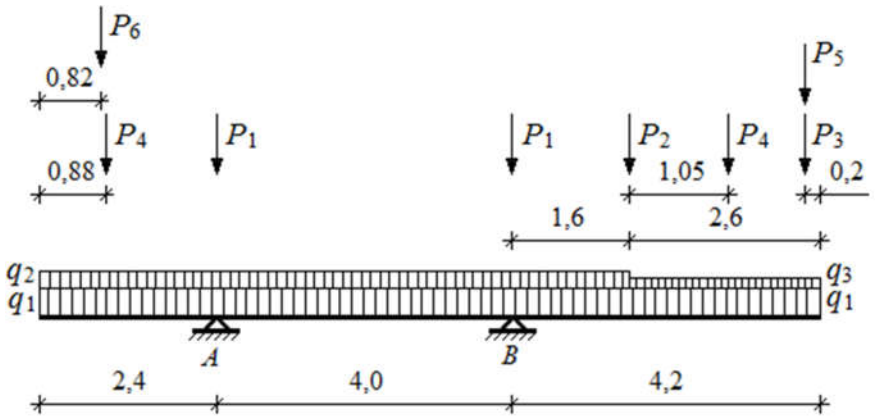


Рис. 7. Схема прикладення складових постійного навантаження до поперечного перерізу прогонової будови автопроїзду: А, В – головні балки

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 натовпу 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.

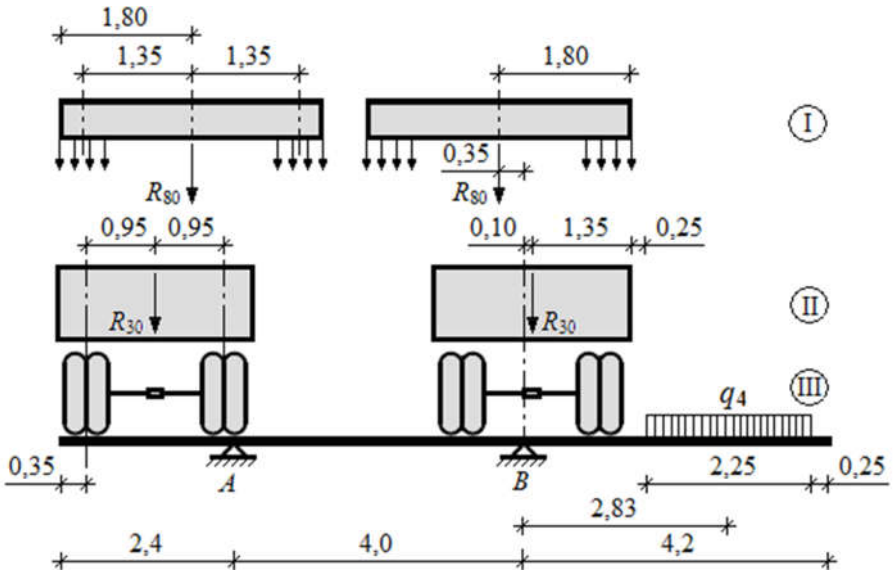


Рис. 8. Схема прикладення складових тимчасового навантаження до поперечного перерізу прогонової будови автопроїзду: А, В – головні балки;
I – автомобільне навантаження НК-80; II – колісне навантаження Н-30;
III – навантаження від натовпу на тротуарі

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, виявилося 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.

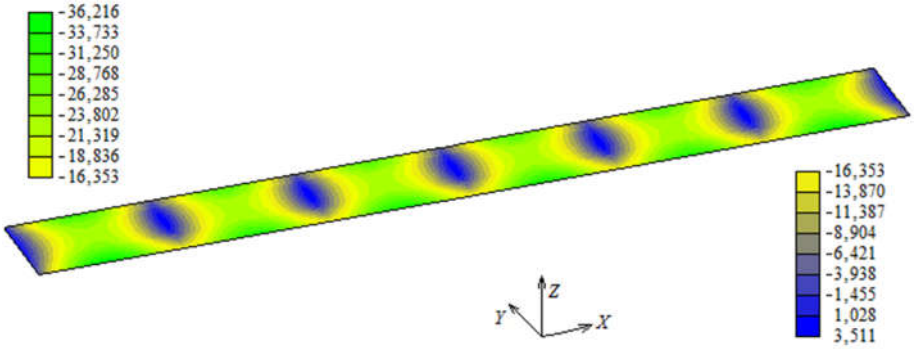


Рис. 9. Ізополя вертикальних переміщень *w* у листі настилу ортотропної плити за найбільш несприятливого сполучення навантажень, мм

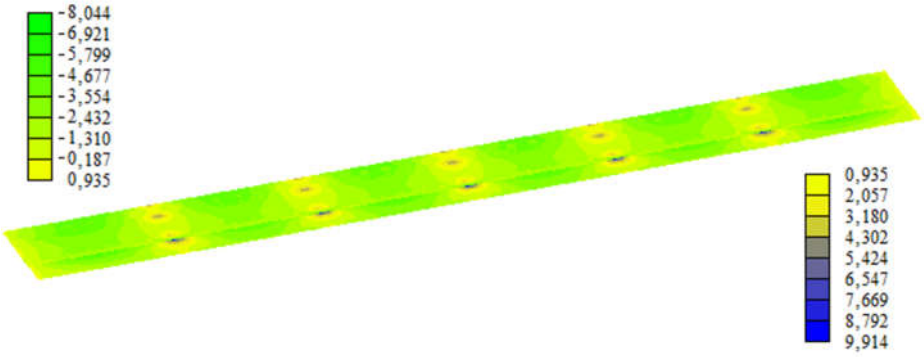


Рис. 10. Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити за найбільш несприятливого сполучення навантажень, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см^2

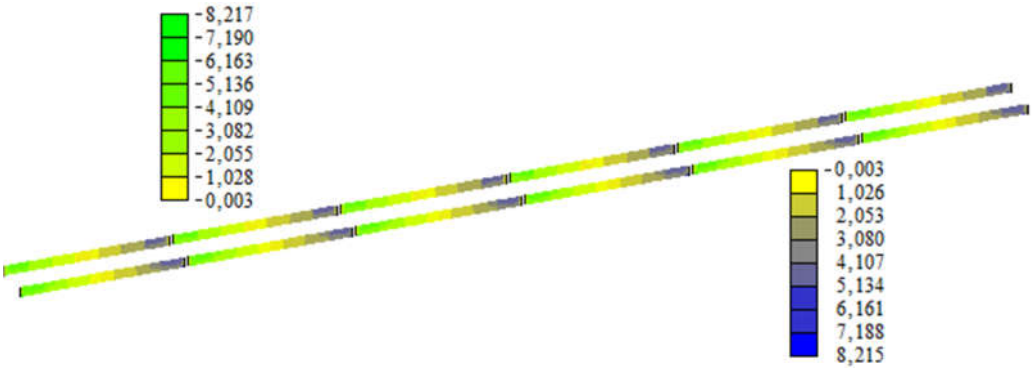
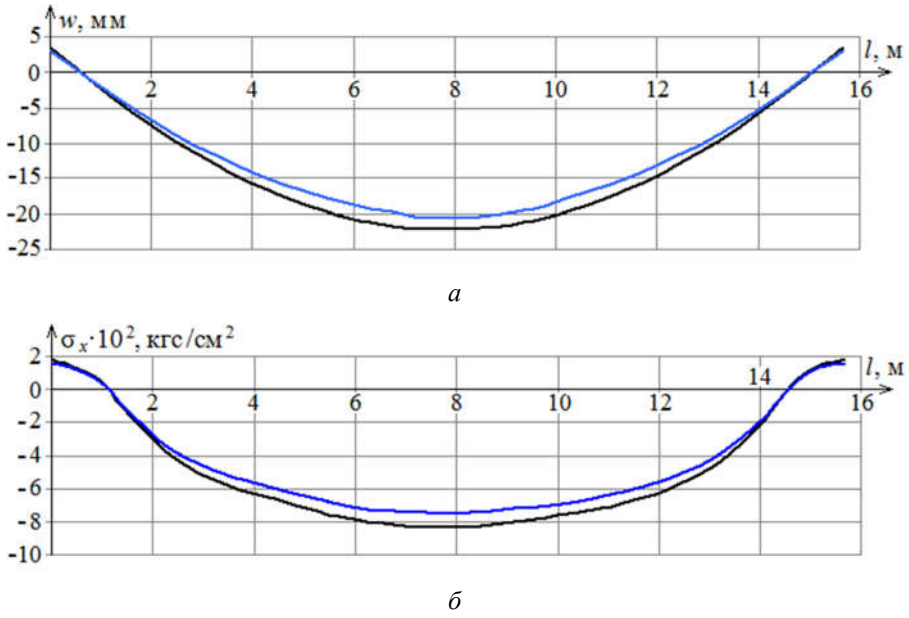


Рис. 11. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок за найбільш несприятливого сполучення навантажень, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см^2

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 σ_x = 430–480 кгс/см^2, а в центрах прогонів між консольними ригелями загалом є більш-менш рівномірно стиснутим у межах σ_x = 450–800 кгс/см^2. 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 τ_{xy} = 821 кгс/см^2), в інших – розтягу (у межах до τ_{xy} = 821 кгс/см^2), що обумовлено особливостями обпирання головних балок на консольні ригелі.

Осмислюючи тепер наведені результати, можна усвідомити, що ортотропна плита за найбільш несприятливого сполучення навантажень перебуває у дещо недонапруженому стані. Пояснити ж сказане можна тим, що проєктування 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.

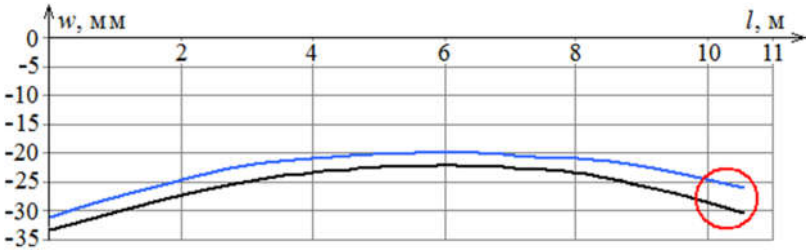
Додатково до наведених вище даних на рис. 12 та 13 для одного з типових укрупнених блоків прогонової будови автопроїзду по греблі ДніпроГЕС (у цьому разі другого) представлено графічні залежності зміни параметрів НДС уздовж локальної поздовжньої осі, яка сполучає вузли листа настилу ортотропної плити 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 проєктного стану.



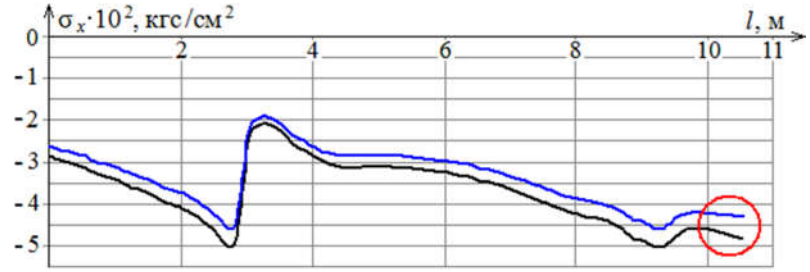
а

б

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



а



б

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

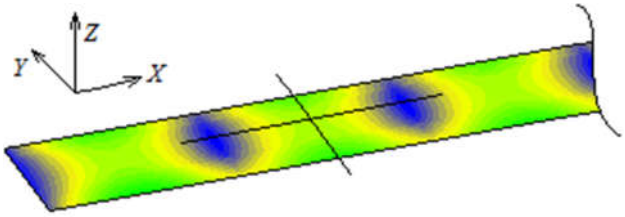


Рис. 14. Орієнтація локальних осей, використаних під час побудови графічних залежностей зміни параметрів НДС в листі настилу ортотропної плити

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 випливає, 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 редукції

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.

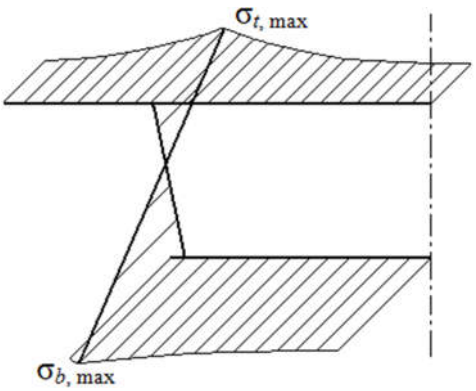


Рис. 16. Типовий вид епюри напружень у поясах і стінці балки

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.

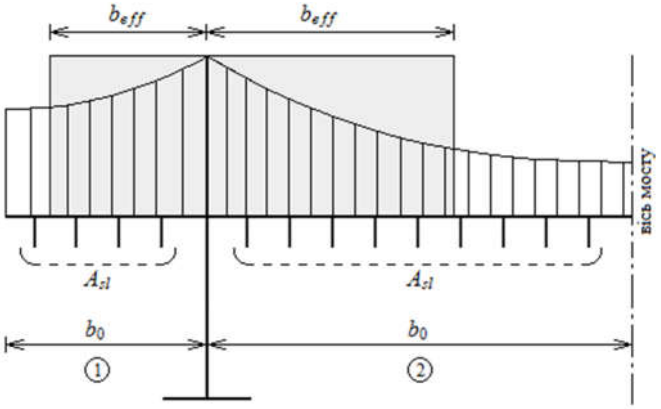
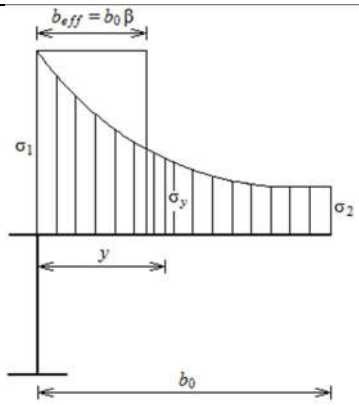
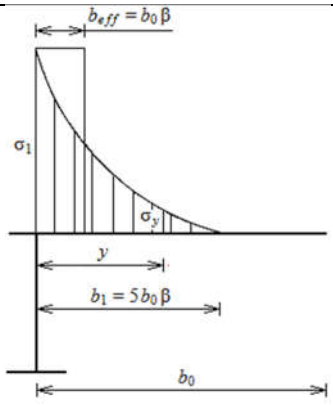


Рис. 17. Дійсна та умовна прямокутна (виділена затемненням) епюри нормальних напружень у верхньому поясі балки: 1 – консольна полиця; 2 – внутрішня полиця

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 огинальної 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 β 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 β 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.

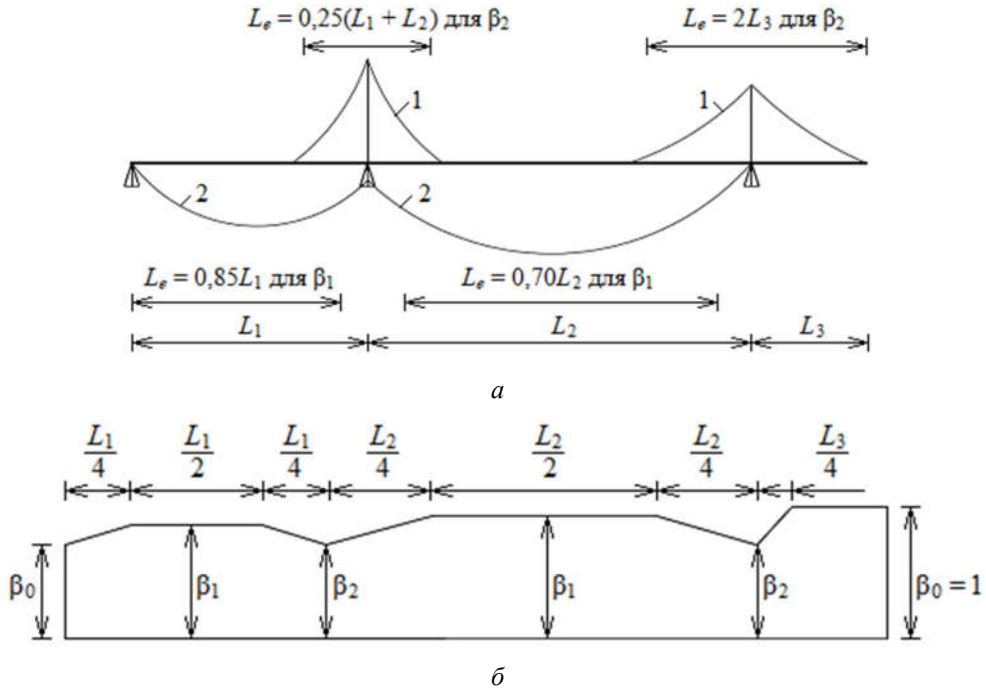


Рис. 18. Огинальна епюра моментів нерозрізної балки (*а*) і розподіл коефіцієнтів редукції полиці за довжиною балки для визначення ефективної довжини прогону L_e (*б*): 1 – увігнута епюра; 2 – опукла епюра

Таблиця 2

Значення коефіцієнта редукції β залежно від величини коефіцієнта *k* та виду огинальної епюри моментів

$k = a_0 b_0 / L_e$	Ділянка, яку розглядають	Значення коефіцієнта редукції β
≤ 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 β, 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.

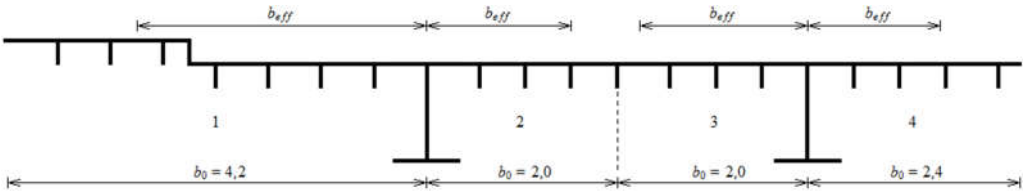


Рис. 19. Поперечний переріз прогонової будови із зазначеними розрахунковими ділянками коефіцієнтів редукції: 1 – консольна плита (ділянка № 1); 2 – внутрішня плита (ділянка № 2); 3 – внутрішня плита (ділянка № 3); 4 – консольна плита (ділянка № 4)

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

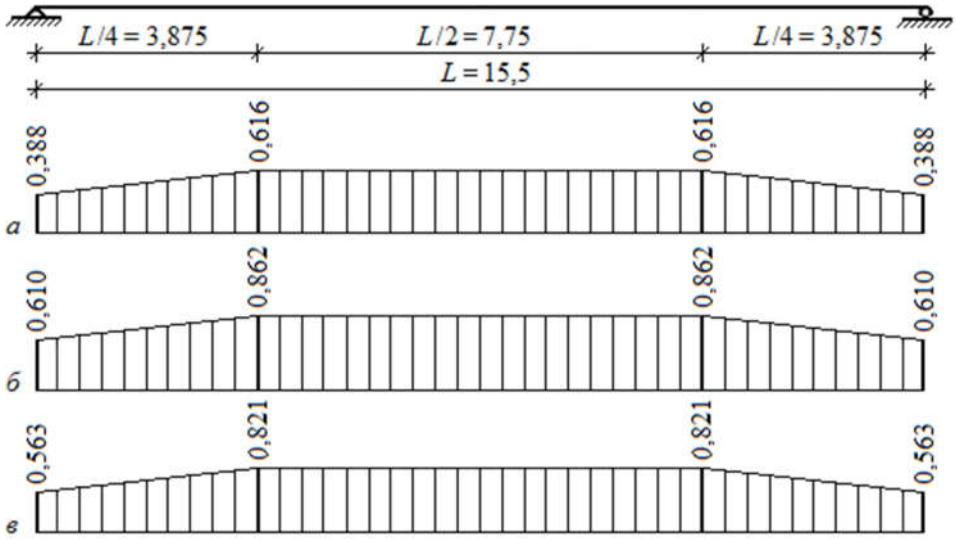


Рис. 20. Графіки залежності коефіцієнтів редукції від довжини прогонової будови, побудовані за використання інженерно-аналітичного методу розрахунку [1]: *а* – консольна плита (ділянка № 1); *б* – внутрішня плита (ділянка № 2 і № 3); *в* – консольна плита (ділянка № 4)

Перейдемо наразі до розгляду результатів чисельних розрахунків прогонової будови. Проте, перш ніж безпосередньо приступити до дослідження коефіцієнта редукції 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 проєктного 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 σ_x = 307 кгс/см^2 до мінімальних у центрах прогонів між консольними ригелями у межах σ_x = 130…150 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 τ_{xy} = 314 кгс/см^2) і розтягу (у межах до τ_{xy} = 314 кгс/см^2), що обумовлено особливостями обпирання головних балок на консольні ригелі.

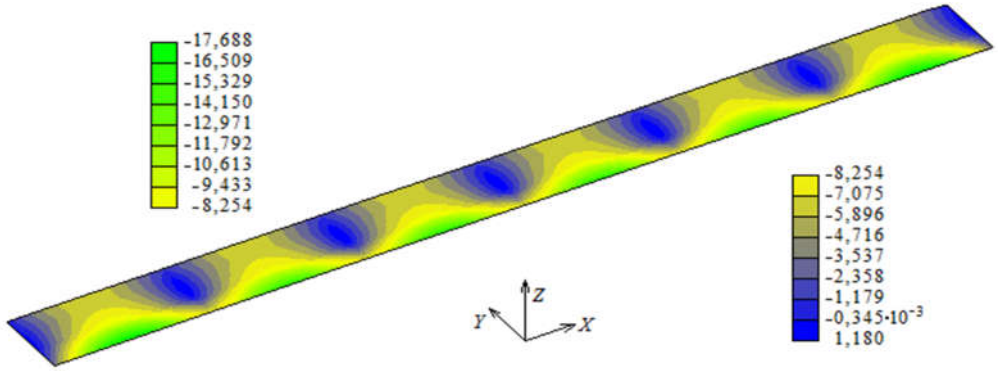


Рис. 21. Ізополя вертикальних переміщень *w* у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, мм

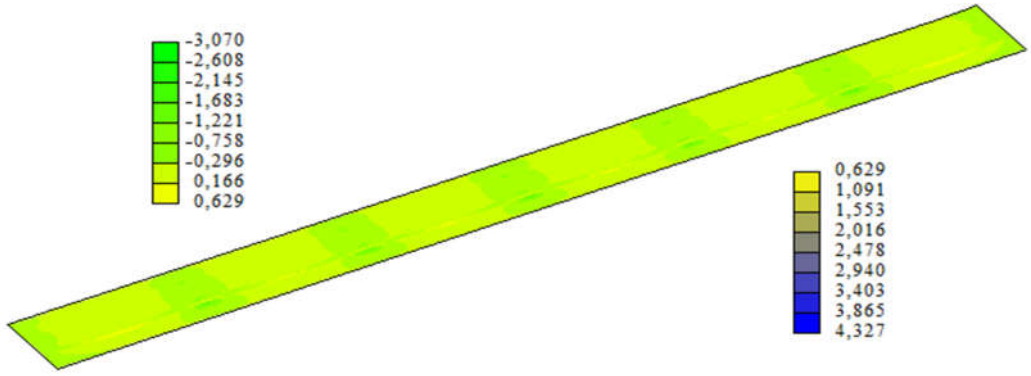


Рис. 22. Ізополя нормальних напружень σ_x у листі настилу ортотропної плити від постійного навантаження, $\sigma_x \cdot 10^2$ кгс/см^2

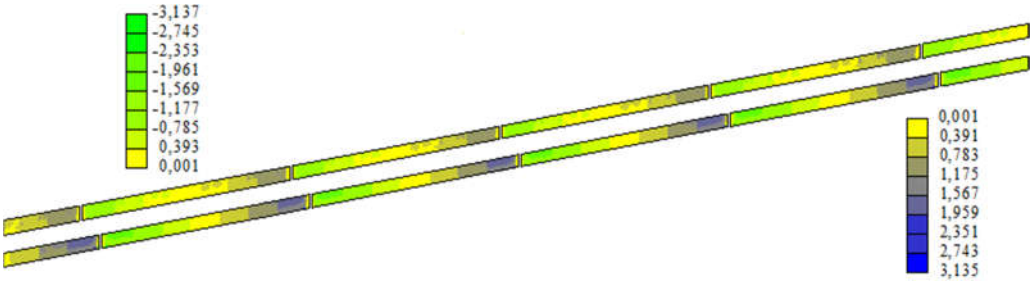


Рис. 23. Ізополя дотичних напружень τ_{xy} у стінках головних балок від постійного навантаження, $\tau_{xy} \cdot 10^2$ кгс/см^2

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

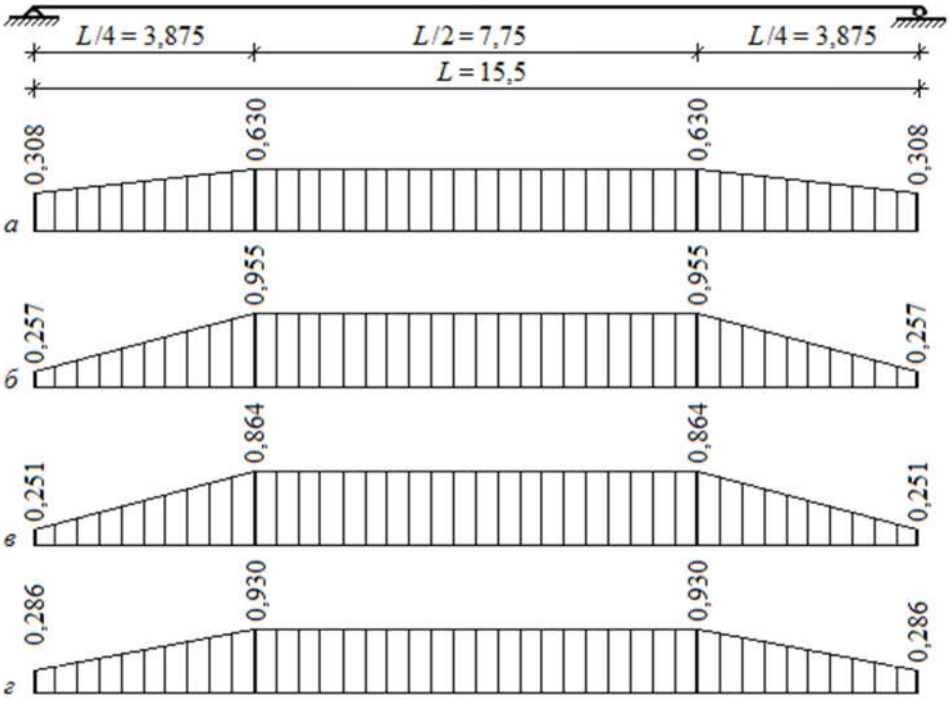


Рис. 24. Графіки побудованих за використання чисельного методу розрахунку коефіцієнтів редукції: *а* – консольна плита (ділянка № 1); *б* – внутрішня плита (ділянка № 2); *в* – внутрішня плита (ділянка № 3); *г* – консольна плита (ділянка № 4)

Одночасно в таблиці 3 із метою оцінювання близькості отриманих за допомогою інженерно-аналітичного та чисельного методів розрахунку результатів визначення коефіцієнта редукції β 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 β

Ділянка поперечного перерізу прогонової будови	Коефіцієнти редукції β					
	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 вирахувані 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, вирахувані 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 σ_x, кгс/см^2		Різниця, %	Дотичні напруження τ_{xy}, кгс/см^2		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
	нижній пояс	2091	1622	22,4	–	–	–
$x_{L/2} = 7{,}75$	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, уможливлює 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 десятків 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 проєктування 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 Flaechentragwerke 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. – B. 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 сгибании 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 редукции ширины полок β.

Приведена характеристика двух применяемых методик для определения коэффициента редукции 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 редукции и действующих в пролетных строении 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 редукции, 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 β.
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.

УДК 624.3:624.014.2

Комплексный подход к управлению коррозионной защищенностью металлических конструкций при обеспечении технологической безопасности в условиях предприятий металлургического комплекса

[1]**Шимановский А. В.,** член-корреспондент НАН Украины,
заслуженный деятель науки и техники Украины, д-р техн. наук,
[2]**Гибаленко А. Н**., д-р техн. наук, [3]**Онищенко А. Н.,** д-р техн. наук

[1]Украинский институт стальных конструкций им. В. Н. Шимановского, Украина
[2]Приазовский государственный технический университет, Украина
[3]Национальный транспортный университет, Украина

Аннотация. В статье рассмотрены процедуры обеспечения режима нормальной эксплуатации основных производственных фондов, направленные на поддержание приемлемого уровня технологической безопасности. В рамках мероприятий модернизации, технического переоснащения, реконструкции, продления срока эксплуатации сооружений исследуются конструкции со значительным исчерпанием своего нормативного ресурса. Предложена методика менеджмента качества как система совокупности мер, которая направлена на поддержание работоспособности, повышение эксплуатационной надежности. На основании изучения режима эксплуатации, действительного состояния конструкций разработана процедура диагностики и назначения ремонтных мероприятий по продлению остаточного ресурса металлоконструкций путепровода. При этом определяющим фактором в обеспечении надежности и долговечности является снижение уровня коррозионной опасности металлоконструкций пролетного строения при эксплуатации в коррозионно-агрессивных средах действующего предприятия. По результатам исследований разработаны конструкторско-технологические мероприятия, спецификации по обеспечению технологической безопасности для снижения уровня коррозионной опасности. Обоснованы и реализованы в практике выполнения ремонтных работ мероприятия обеспечения первичной и вторичной защиты металлоконструкций путепровода от коррозии.

Ключевые слова: технологическая безопасность, путепровод, металлоконструкции, агрессивность среды, коррозионный износ, ресурс, эксплуатация.

Введение

Превышение предельных сроков эксплуатации конструкций зданий и сооружений, значительная изношенность основных фондов промышленных предприятий (доминирующую основу которых составляют строительные металлические конструкции) являются существенными угрозами технологической безопасности. Обеспечение нормального функционирования металлургических предприятий неразрывно связано с поддержанием приемлемого уровня надежности основных фондов, что представляет важную структурную составляющую системы менеджмента качества, характеризующую совокупность мер, направленных на поддержание работоспособности,

повышение эксплуатационной надежности конструкций зданий и сооружений в целом. В условиях модернизации, технического переоснащения, реконструкции и продлении срока их эксплуатации такие объекты рассматриваются как источники потенциальной опасности в связи со значительной степенью исчерпания своего нормативного ресурса [1–2].

Определяющим фактором в обеспечении надежности и долговечности является снижение уровня коррозионной опасности металлоконструкций при эксплуатации в условиях воздействия коррозионно-агрессивных сред действующего предприятия [3]. В данном контексте понятие коррозионной опасности включает определяющие параметры коррозионного состояния (ОПКС) или ситуации (угрозы), при которых увеличивается вероятность возникновения ущерба. Таким образом, создаются условия для выполнения процедур менеджмента и анализа рисков конструкторско-технологических мероприятий программ обеспечения надежности (ПОН), реализация которых направлена на продление ресурса объектов [4].

Цель исследований

Разработка диагностических процедур для определения работоспособности конструкций, подверженных коррозионному износу в условиях воздействия агрессивных сред, с учетом требований процессного подхода к управлению качеством и безопасностью на основе контроля ОПКС; внедрение методики оценки признаков работоспособности сооружения путепровода; определение мероприятий первичной и вторичной защиты от коррозии конструкций для обоснования конструкторско-технологических решений ремонтного восстановления; назначение мероприятий технического обслуживания сооружения по фактическому состоянию.

Анализ данных и постановка проблемы

При обеспечении непрерывного технологического процесса металлургического производства определяющую роль играет инфраструктура железнодорожного сообщения, включающая сооружения железнодорожных путепроводов, что связано с перемещением значительных объемов сырья и материалов.

Исследуемый путепровод обеспечивает технологический процесс доставки, складирования, переработки, перемещения (усреднения) рудного сырья предприятия полного производственного цикла металлургического производства. От качества и надежности его работы в высокой степени зависит эффективность функционирования всего производственного процесса (рис. 1).

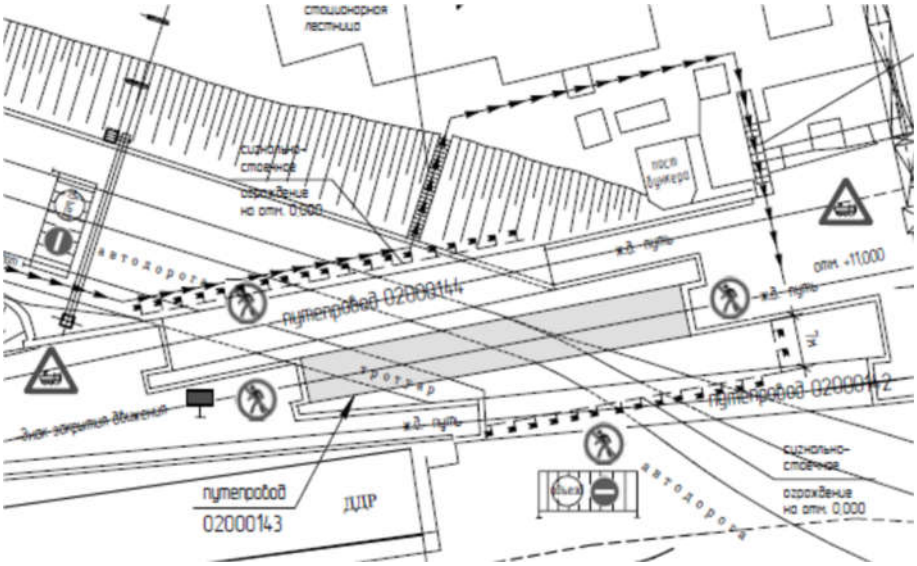


Рис. 1. Схема расположения путепровода на производственной площадке предприятия металлургического комплекса

Сооружение расположено в пределах производственной площадки рудного двора и эксплуатируется с 1936 года. Конструктивное решение пролетного строения – пространственная металлическая решетчатая конструкция, выполненная из главных мостовых ферм (установленных на железобетонных опорах-устоях) и связевых перекрестно-стержневых конструкций по верхним и нижним поясам. Соединения металлоконструкций – на заклепках (рис. 2–4).



а *б*

Рис. 2. Конструктивное решение путепровода:
а – пролетное строение; *б* – решетчатая конструкция главных ферм

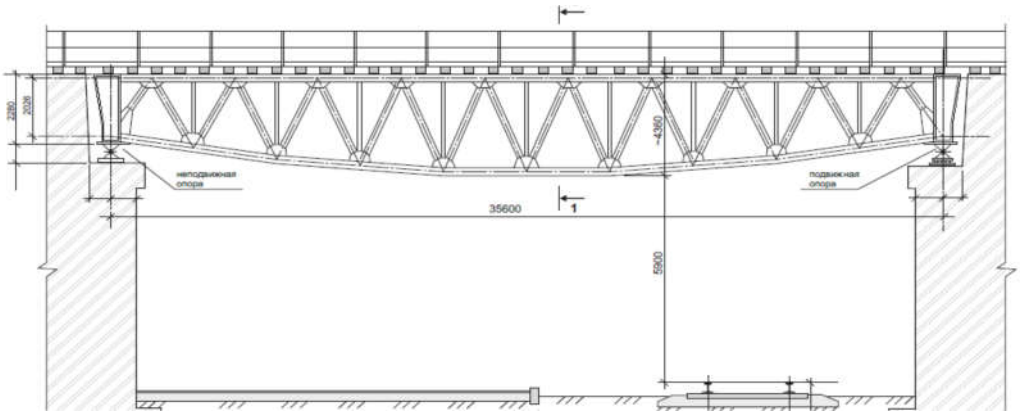


Рис. 3. Схема расположения конструкций пролетного строения путепровода

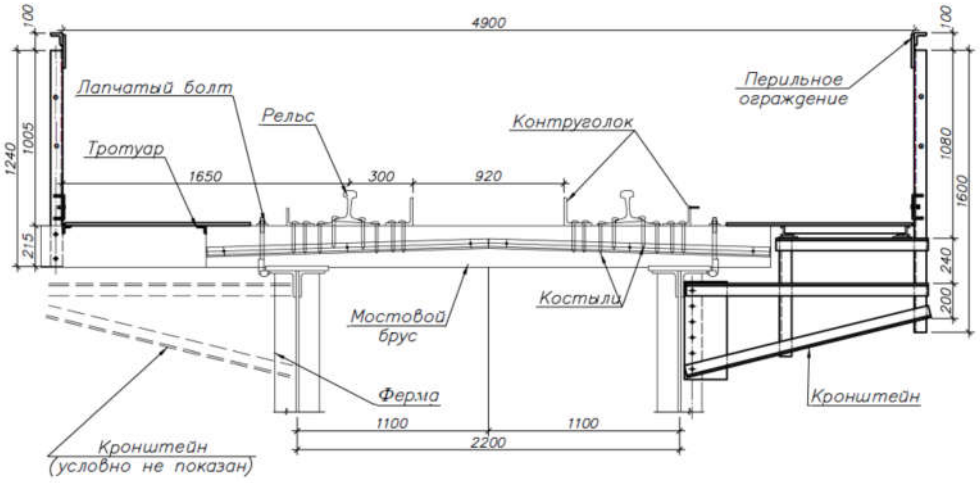


Рис. 4. Состав конструкций верхнего строения пути

Из-за необходимости обеспечения операций по погрузке-разгрузке, сортировке и перемещению сырьевых материалов, шихты доменного производства эксплуатация металлоконструкций путепровода осуществляется в сложных производственных условиях при значительных динамических воздействиях рабочих процедур технологического процесса, превышающих расчетные (рис. 5) [5].



а



б



в

Рис. 5. Воздействие агрессивных технологических условий эксплуатации путепровода: *а* – газовоздушная среда рабочей площадки доменного производства; *б* – участок коксохимического производства с использованием технологии мокрого тушения кокса; *в* – пылевые выделения погрузочно-разгрузочных операций рудного двора

Условия эксплуатации усложнены смерзанием и образованием глыб перемещаемого рудного концентрата, кокса, шихты при воздействии низких температур зимнего периода. Значительная коррозионная агрессивность атмосферных воздействий среды эксплуатации обусловлена влажностью и присутствием коррозионно-активных агентов [6–7]:

— наличием пылевых отложений на металлоконструкциях;

— периодическим увлажнением конструкций атмосферными осадками;

— воздействием коррозионно-агрессивных выделений (со стороны располагающегося рядом коксохимического производства), образование которых происходит при мокром тушении кокса.

Сложившиеся условия эксплуатации явились причиной значительного (на локальных участках более 20 % от проектного) уменьшения толщины сечения основных несущих элементов решетчатых несущих металлоконструкции моста (со скоростью в пределах 0,3…0,5 мм в год). Отмечены очаги сквозных коррозионных поражений, а также коррозии в наиболее опасных формах проявления – щелевой и питтинговой. Значительная степень повреждений отмечается в узловых соединениях (рис. 6).



а *б*

Рис. 6. Состояние заклепочных узловых соединений элементов металлоконструкций: *а* – разрушение соединения в результате коррозионного износа; *б* – значительная потеря стержня заклепки и замыкающей головки по результатам оценки состояния элементов соединений при отборе образца их элемента металлоконструкции

В течение всего периода эксплуатации проводились планово-предупредительные ремонты металлоконструкций главных ферм, опор и технологических обустройств путепровода (рис. 7.) Осуществлялись мероприятия по возобновлению их противокоррозионной защиты. В период проведения авторского надзора выполнялись работы по оценке технического состояния металлоконструкций, при этом отмечен значительный коррозионный

износ головок заклепок. Величина износа превышает предельно допустимый уровень и создает возможность достижения предельного состояния работы узловых соединений при существующих (паспортных) эксплуатационных нагрузках.



а *б*

Рис. 7. Состояние металлоконструкций путепровода во время выполнения планово-предупредительных ремонтов: *а* – главных ферм (при демонтируемом верхнем строении пути); *б* – системы горизонтальных связей по верхним поясам ферм в период демонтажа путевых обустройств верхнего строения пути

Материалы и методы исследования

В связи с практической значимостью мониторинга эксплуатационного состояния по обеспечению технологической безопасности производства актуальным является развитие методики оценивания работоспособности при техническом обслуживании конструкций и сооружений по фактическому состоянию (с учетом информационной составляющей состояния и моделирования технико-экономических рисков) [8–9].

Снижение работоспособности конструкций зависит от протекания деградационных процессов случайного характера, происходящих при эксплуатации в условиях динамических нагрузок и влияния производственных сред. Коррозионный износ сопровождается накоплением повреждений металлических конструкций и их защитных покрытий, что вызывает изменения геометрических характеристик сечений и механических свойств материала [10–11].

В выполненных исследованиях принято DM-распределение повреждений на основе статистических данных об отказах при плане полных испытаний (план NUN) метода наибольшего правдоподобия [12]. Аналитическое описание процесса накопления повреждений выполнено в виде вероятностно-физических

моделей типа DM-распределения (ДСТУ 2862-94 «Надійність техніки. Методи розрахунку показників надійності. Загальні вимоги»).

Действительное эксплуатационное состояние сооружения представляется структурной схемой, которая описывает состояние в каждый момент времени t значениями входных, Xi, внутренних, Yi и выходных, Zi координат, при этом входные и внутренние – переменные, а выходные – функции. Графическое представление диагностики при выполнении процедуры мониторинга коррозионного состояния представлено в виде блок-схемы состояния объекта исследования ОИ (рис. 8).

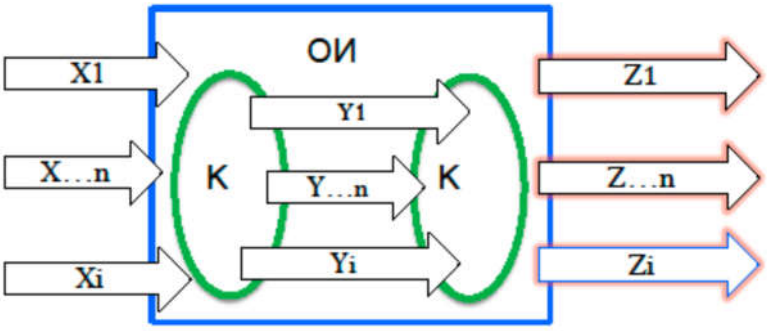


Рис. 8. Структурированная блок-схема описания процесса диагностики технического состояния объекта исследования

Условное деление объекта исследования (ОИ) на компоненты связано с рядом объективных условий и субъективных предпосылок. В качестве компонентов K выбираются конструкции, детали, узлы, которые составляют отдельные самостоятельные системы или элементы (фермы, опоры, связевые конструкции, смотровые площадки, проходные галереи, вспомогательные элементы и обустройства). Объект контроля, как логическая система, задается графически, аналитически, таблично, физической моделью, иной виртуальной формой для обработки методами компьютерно-инженерной технологии.

Независимо от формы компонента К, определяются выходные параметры и внутренние входные состояния. Построение модели требует анализа структуры объекта исследования как в исправном, так и в неисправном состояниях первичной и вторичной защиты от коррозии.

Формализация процесса анализа обуславливает описание возможных дефектов, повреждений, несовершенств сооружения, полученных в результате эксплуатации, которые в свою очередь, определяются неисправностями (дефектами) составляющих его конструкций.

Анализ структурной схемы при наличии неисправностей упрощается, если заранее известны функции, реализуемые компонентами с неисправностями. Для

определения этих функций в исправный компонент преднамеренно вводится неисправность.

Введение и определение входных функций неисправных компонентов происходит путем перечисления возможных неисправностей (дефекты и повреждения защитных покрытий, изменение геометрических характеристик в результате коррозионного износа, влияние факторов агрессивности среды, значения коррозионной стойкости конструктивной формы и материала) или определения неисправностей (деформация конструкций и т. д.).

Сооружение описывается состоянием из L компонентов. Если *Sj* – число возможных единичных неисправностей j-го компонента, то общее число M возможных неисправностей объекта контроля будет составлять:

— при единичных неисправностях (один неисправный компонент имеет одну неисправность):

$$M1 = \sum_{j=1}^{L} Sj; \tag{1}$$

— при единичных неисправностях компонентов и кратных неисправностях объекта (один или несколько неисправных компонентов имеют по одной неисправности):

$$M2 = \prod_{i-1}^{L} (1 + Sj) \quad 1 \tag{2}$$

— при кратных неисправностях компонента и кратных неисправностях объекта (один неисправный компонент имеет одну неисправность):

$$M3 = 2^{M1} - 1. \tag{3}$$

Если известна реализуемая исправным объектом его технологическая функция, определены возможные неисправности объекта и реализуемые при этом функции, а также способ проведения диагностики состояния первичной и вторичной защиты от коррозии, то составляется таблица функций неисправностей, при этом принимаются следующие условные обозначения (таблица 1):

Таблица 1

Матрица функций состояния первичной и вторичной защиты от коррозии

R	E		
	f_0	f_i	f_M
t_1	r_{01}	r_{j1}	r_{M1}
…	…	…	…
tj	r_{0j}	r_{ij}	r_{Mj}
…	…	…	…
$t_{(T)}$	$r_{0(T)}$	$r_{1(T)}$	$r_{M(T)}$

E – множество функций, реализуемых всеми исправными и неисправными объектами;

f_0, f_i – функция, реализуемая исправным и неисправным сооружением;

f_M – функция, реализуемая объектом с M неисправностями;

R – множество результатов отдельных исследований сооружения;

T – множество, на котором задана функция, реализуемая исправным сооружением;

$t_{j(T)}$ – отдельные исследования (эксперименты) на сооружении;

$r_{ij(R)}$ – результаты частных экспериментов.

При разбиении множества E на непересекающиеся и непустые подмножества, можно выделить три характерные группы:

— число подмножеств равно двум, при этом одно из них содержит единственный элемент – исправную конструкцию, а второе – все *i* – неисправные конструкции. Такое условие соответствует процедуре проверки работоспособного состояния сооружения;

— число подмножеств на одно больше числа компонентов структуры сооружения, при этом одно подмножество содержит исправную конструкцию, а в любое из остальных входят только те *i* – неисправные конструкции, которым соответствуют неисправности одного, сопоставленного данному множеству компонента;

— число подмножеств равно числу элементов множества E.

Такое структурное представление диагностики состояния сооружения по обеспечению условий первичной и вторичной защиты металлоконструкций от коррозии соответствует условиям локализации с детализацией на каждом определенном дефекте или повреждении

При осуществлении комплекса диагностических мероприятий выполнено исследование технического состояния следующих металлоконструкций путепровода:

— главных ферм пролетного строения путепровода (включая фасонки узловых соединений, элементы нижнего и верхнего пояса);

— элементы горизонтальных связевых ферм по верхним и нижним поясам пролетного строения;

— конструкции обустройств;

— элементов опор.

Программа выполненных исследований включала:

— осуществление инструментального контроля пространственного положения несущих конструкций, а также основных размеров конструкций;

— определение геометрических параметров участков с дефектами и повреждениями, их позиционирование;

— контроль коррозионного состояния металлоконструкций, характер и степень развития повреждений;

— уточнение значимости влияния выявленных дефектов и повреждений на возможное изменение расчетной схемы конструкций с учетом разработки вариантов устранения несовершенств;

— конструкторско-технологические работы по проектированию элементов усиления и разработку технологического регламента проведения восстановительных работ;

— экспериментальную проверку конструкторских проработок;

— авторский надзор за ходом выполнения ремонтно-восстановительных работ, контроль качества применяемых материалов;

— проведение приемо-сдаточных испытаний и продление срока эксплуатации сооружения;

— последующий мониторинговый оперативный и систематический контроль состояния конструкций.

Разработанная карта-схема мест очистки и назначенные объемы выполнения работ по диагностике состояния позволили получить достоверную информацию о фактическом состоянии и обоснованно назначить мероприятия противокоррозионной защиты металлоконструкций.

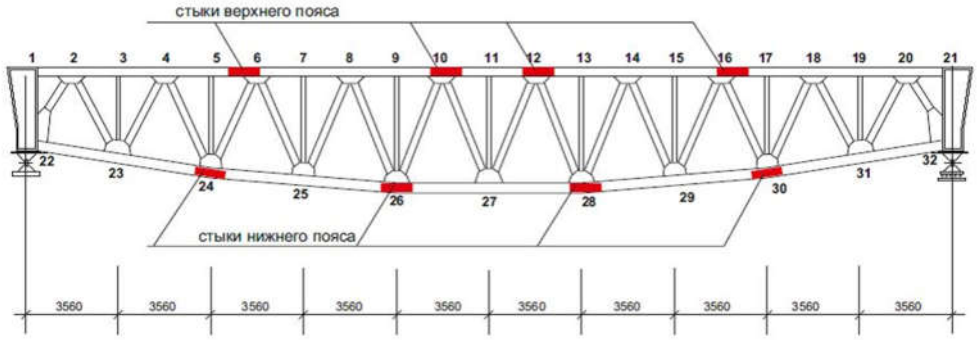


Рис. 9. Зоны назначенного инструментального контроля узловых соединений

На основании данных натурного осмотра очищенных поверхностей назначены мероприятия по определению состояния заклепочных узловых соединений элементов, сопряжений путем отбора контрольных образцов; выполнения инструментального контроля состояния несущих металлоконструкций и заклепочных соединений (рис. 9).

Выполнен статистический анализ дефектов и повреждений, зафиксированных при обследовании конструкций путепровода (рис. 10).

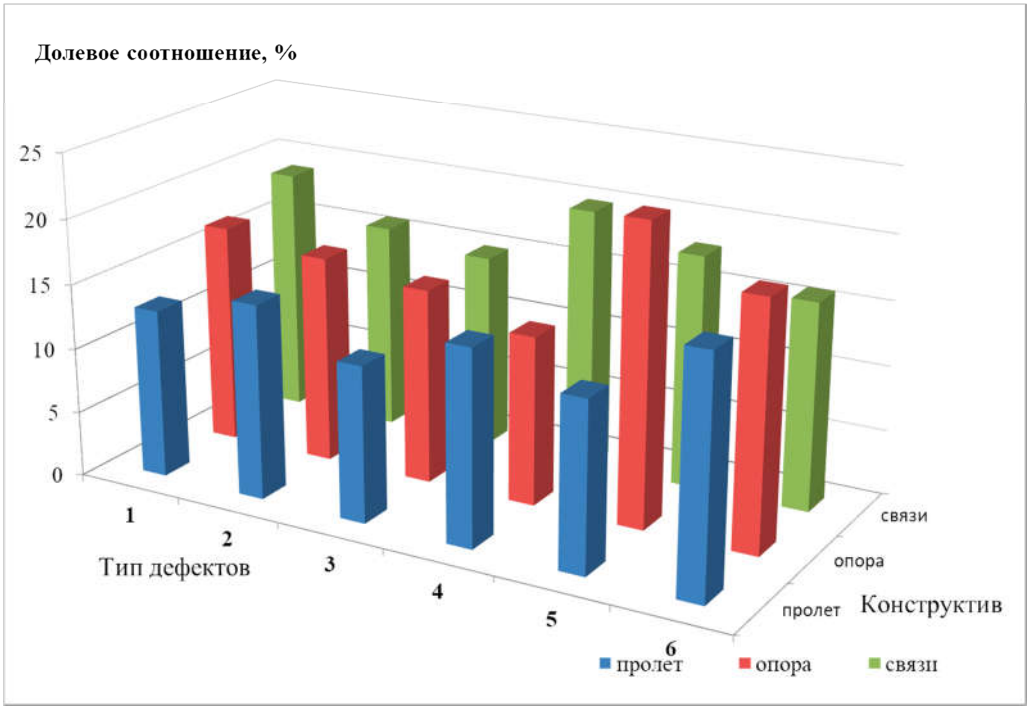


Рис. 10. Дефекты металлоконструкций: 1 – отсутствие подготовки поверхности под нанесение покрывных слоев грунтовки и эмали; 2 – коррозионные повреждения основных несущих конструкций; 3 – разрушение покрывных слоев противокоррозионных покрытий; 4 – дефекты металлоконструкций при монтаже, ремонтных процедурах сварки и сборки; 5 – повреждения в результате механических воздействий; 6 – прочие дефекты и повреждения

Выявлено действительное состояние элементов сопряжения конструкций при отборе проб контрольных образцов и исследования состояния фрагмента узлового соединения (см. рис. 6). Данное исследование обосновало предпосылки для разработки оптимальных конструкторско-технологических решений по восстановлению соединений несущих конструкций. Выполнены экспериментальные исследования моделей восстановления заклепочных соединений (рис. 11). Это позволило обосновать и разработать конструкторские

решения и технологию ремонтного восстановления головок заклепок заклепочного соединения постановкой дополнительных шайб на электросварке (рис. 12). С учетом полученных данных и рекомендаций специалистами разработан проект усиления металлоконструкций [12].

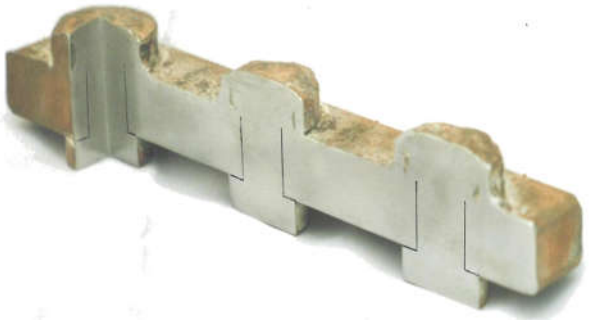
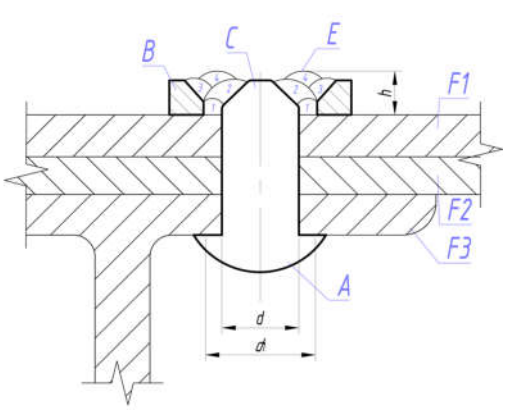


Рис. 11. Конструктивное решение восстановления замыкающей головки заклепок с использованием технологии постановки шайбы на электросварке. Фрагмент экспериментального образца модели заклепочного соединения





а *б*

Рис. 12. Технологические решения восстановления головки заклепки постановкой шайб на электросварке: *а* – конструктивное решение (А – закладная головка; В – шайба, С – замыкающая головка и стержень заклепки, подверженные коррозионному износу, F1…F2 – соединяемые детали, Е – наплавляемые валики сварного шва); *б* – фрагмент восстановленного узлового соединения путепровода

Результаты исследования

При выполнении исследований и внедрении результатов работы осуществлены технико-технологические мероприятия обеспечения коррозионной защищенности конструкций при техническом обслуживании по фактическому состоянию. Сформирована логистическая система резервирования живучести конструкций на основе признаков коррозионной опасности промышленных объектов. На основании анализа данных натурных исследований определена необходимость разработки проектных решений (для обеспечения требуемых паспортных характеристик и режимов эксплуатации путепровода).

Для обеспечения диагностики состояния элементов конструкций и возможности выявления технических характеристик (геометрические размеры, характер и степень развития коррозионных поражений, состояние противокоррозионной защиты) разработана и обоснована технология выполнения работ по подготовке поверхности, включающая: гидроструйную очистку конструкций от пыли, слоев ржавчины и старой краски; механическую очистку конструкций от плотно сцепленных (с основным металлом) продуктов коррозии и старой краски (с помощью скребков, щеток, механизированного инструмента, пневматических молотков); обдув поверхности сжатым воздухом.

Основываясь на нормативных требованиях, данных опыта эксплуатации, результатах проведенных исследований, разработаны предложения по оптимальному назначению технологических режимов эксплуатации путепровода для обеспечения его безопасной эксплуатации, где предусмотрено:

— ограничения скорости перемещения подвижного состава;

— реализация процедуры контроля смерзания складируемых, перемещаемых сырьевых материалов и шихты доменного производства, находящихся на хранении в складе при отрицательных температурах наружного воздуха;

— ограничение высоты складирования угольного концентрата в зимний период, для предотвращения глыбообразования.

Подразделением заводских ремонтных служб проведены работы по реализации конструкторско-технологических проработок восстановления заклепочных соединений. При этом осуществлен ремонт около 0,3 тыс. заклепок. Таким образом, восстановлена несущая способность узловых соединений решетки мостовых ферм и узлов крепления связей (рис. 13–14).

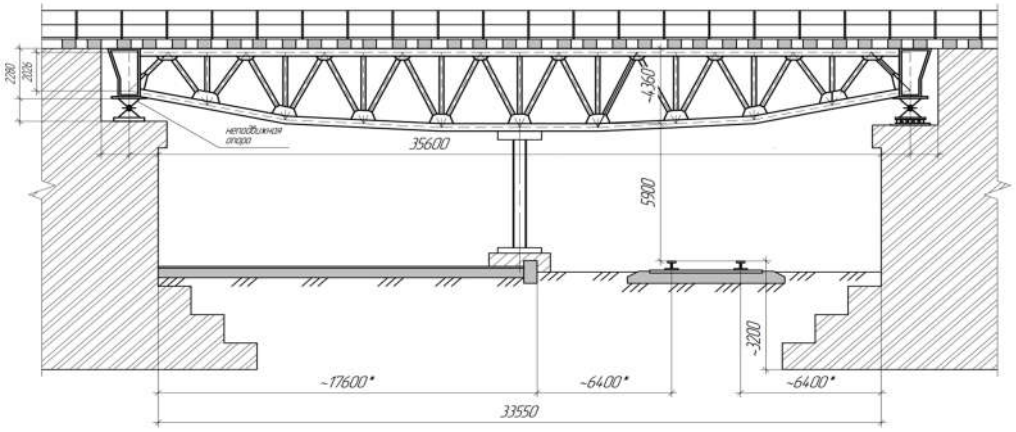


Рис. 13. Технологическая схема выполнения ремонтного восстановления узловых соединений металлоконструкций пролетного строения путепровода

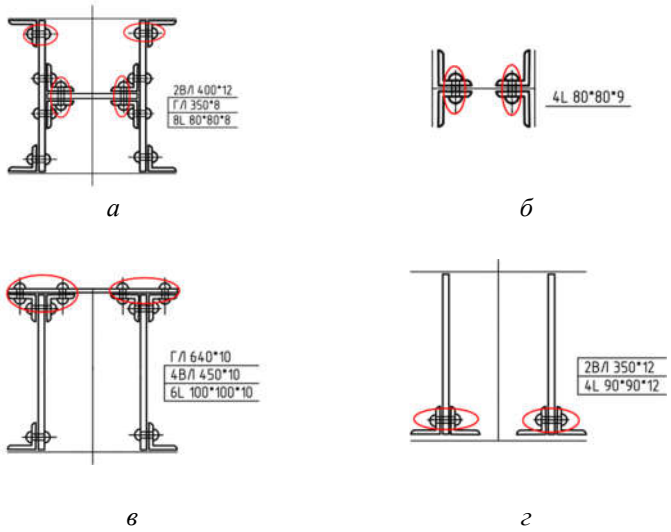


Рис. 14. Спецификации конструктивных решений ремонтного восстановления заклепок узловых соединений металлоконструкций пролетных ферм путепровода: *а* – верхний пояс (середина пролетной части); *б* – верхний пояс (оперная часть); *в* – раскос решетки; *г* – нижний пояс пролетной конструкции

Выводы

Металлоконструкции путепровода включают значительное число элементов заклепочных соединений, подверженных коррозионному износу. Для поддержания эксплуатационной пригодности путепровода определены мероприятия контроля состояния его элементов и соединений. При этом учтено, что в объем работ по периодическому контролю состояния конструкций входит выполнение детального обследования всех элементов, что невозможно выполнить без длительного вывода из эксплуатации сооружения. Методика диагностики обеспечивает контроль технического состояния без остановки основного производства и направлена на поддержание работоспособности путепровода за счет своевременного предупреждения процесса износа, устранения возможности возникновения аварийных ситуаций. Основные положения разработанной методики заключаются в следующем:

1. Работоспособное состояние путепровода в целом характеризуется обобщающими показателями действительного состояния конструкций.

2. Устанавливается функциональная зависимость между работоспособностью сооружения и значениями обобщающих показателей.

3. При выполнении контроля осуществляется проверка нахождения в допустимых пределах величин значений показателей.

4. На основании анализа конструктивных решений и статистических исследований устанавливаются следующие контролируемые показатели: геометрические характеристики пролетного строения; значения величин смещений и деформаций в заклепочных соединениях; характеристики деформаций элементов главных ферм; остаточная толщина фасонок узловых соединений главных ферм и элементов связей.

5. Практическая реализация положений методического подхода осуществляется при выполнении следующих мероприятий:

— осмотр сооружения и выявление недопустимых повреждений основных элементов конструкций пролетного строения путепровода и опор;

— зонирование конструкций по степени интенсивности износа и назначение мероприятий по результатам контроля;

— систематический контроль состояния вспомогательных конструкций (лестниц, площадок, ограждений);

— проведение процедуры определения величин обобщающих показателей и принятия решений на основании их фактических значений.

На основании разработанной методики назначены мероприятия ПОН при мониторинговом контроле состояния путепровода с составлением документации

на выполнение ремонтных работ. В состав документации входит планирование ремонтных работ с учетом загрузки путепровода в остановочный ремонтный период при выполнении периодического ремонта. Внедрение положений методики и реализация ПОН позволила обеспечить безопасную гарантированную работу путепровода и значительно продлить срок эксплуатации (на период 9…12 лет) после выработки его расчетного ресурса.

Литература

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

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

[3] Гибаленко А. Н. Мониторинг остаточного ресурса металлоконструкций в коррозионных средах / А. Н. Гибаленко // Зб. наук. пр. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава : ПолтНТУ, 2015. – Вип. 3 (45). – С. 110–116.

[4] Королев В. П. Развитие корпоративной системы менеджмента: технологическая безопасность производственных объектов / В. П. Королев, Ю. В. Филатов, Ю. В. Селютин // Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В. М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2014. – Вип. 14. – С. 136 – 149.

[5] Gibalenko A. Design requirements to structural steel durability based on level of industrial facility corrosion hazard / A. Gibalenko, V. Korolov, J. Filatov // Aktualne Problemy Konstrukcji Metalowych, Gdańsk Poland. – 2014. – P. 98–102.

[6] Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Classification, determination and estimation : ISO 9223:2012. – Geneva : ISO, 2012. – P. 15.

[7] Guedes Soares Influence of Environmental Factors on Corrosion of Ship Structures in Marine Atmosphere / [Guedes Soares, C. Garbatov, Y. Zayed, A. Wang] // Corrosion Science. – 2009. – No. 51.

[8] Nadim Mahmudul Arifur. Numerical Analysis of Pit Shape Effect on Corrosion Diminution and Struc-tural Integrity Parameters of Ship / Arifur Mahmudul Nadim // B. Sc. Thesis, MIST, Dhaka, Bangladesh. – 2015.

[9] Estimation of steel structure corrosion risk level / [V. P. Korolov, Y. Vysotsky, O. M. Gibalenko, P. V. Korolov] // Eurocorr-2010. From the Earth`s Depths to Space Heights ; the European Corrosion Congress (13.09–17.09.2010) ; Book of Abstracts – Moscow, 2010. – 534 p.

[10] Zienkiewicz O. C. The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics; [Sixth edition] / O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor // Elsevier Butterworth-Heinemann Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP 30 Corporate Drive, Burlington, MA 01803. – 2005. – 648 p.

[11] Sumi Y. Strength and Deformability of Corroded Steel Plates Estimated by Replicated Specimens / Y. Sumi // Journal of Ship Production. – 2008. – No. 24 (3). – P. 161–167.

[12] Korolov V. Design criteria of reliability and safety in the design of corrosion protection of structural steel / V. Korolov, Y. Vysotskyy, Y. Filatov // EUROCORR-2014. Improving materials durability: from cultural heritage to industrial applications ; the European Corrosion Congress : Book of Abstracts. – Pisa, 2014. – 88 p.

Комплексний підхід до управління корозійною захищеністю металевих конструкцій за забезпечення технологічної безпеки в умовах підприємств металургійного комплексу

[1]**Шимановський О. В.,** член-кореспондент НАН України,
заслужений діяч науки і техніки України, д-р техн. наук,
[2]**Гібаленко О. М**., д-р техн. наук, [3]**Онищенко А. М.,** д-р техн. наук

[1]Український інститут сталевих конструкцій ім. В. М. Шимановського, Україна
[2]Приазовський державний технічний університет, Україна
[3]Національний транспортний університет, Україна

Анотація. У статті розглянуто процедури забезпечення режиму нормальної експлуатації основних виробничих фондів, які спрямовані на підтримання прийнятного рівня технологічної безпеки. В рамках заходів модернізації, технічного переоснащення, реконструкції, продовження терміну експлуатації споруд досліджено конструкції зі значним вичерпанням свого нормативного ресурсу. Запропоновано методику менеджменту якості як систему сукупності заходів, яка спрямована на підтримку працездатності, підвищення експлуатаційної надійності. На підставі вивчення режиму експлуатації, дійсного стану конструкцій розроблено процедуру діагностики та призначення ремонтних заходів із продовження залишкового ресурсу металоконструкцій шляхопроводу. У цьому разі визначальним фактором для забезпечення надійності і довговічності є зниження рівня корозійної небезпеки металоконструкцій прогонової будови під час експлуатації в корозійно агресивних середовищах діючого підприємства. За результатами досліджень розроблено конструкторсько-технологічні заходи, специфікації щодо забезпечення технологічної безпеки для зниження рівня корозійної небезпеки. Обґрунтовано і реалізовано в практиці виконання ремонтних робіт заходи із забезпечення первинного та вторинного захисту металоконструкцій шляхопроводу від корозії.

Ключові слова: технологічна безпека, шляхопровід, металоконструкції, агресивність середовища, корозійний знос, ресурс, експлуатація.

Integrated Approach to Management of Metal Construction Corrosion Protection while Ensuring Technological Safety under Conditions of Metallurgical Enterprises

[1]**O. Shimanovsky**, Corresponding Member of the National Academy of Sciences of Ukraine, Dr. Sc. (Eng.), [2]**O. Gibalenko,** Dr. Sc. (Eng.), [3]**A. Onyshchenko**, Dr. Sc. (Eng.)

[1]V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction, Ukraine
[2]Pryazovskyi State Technical University, Ukraine
[3]National Transport University, Ukraine

Abstract. The article discusses the procedures for ensuring the normal operation of fixed assets aimed at maintaining an acceptable level of technological safety. Within the framework of modernization, technical equipment, reconstruction, in connection with the need to extend the service life, construction with significant degree depletion their normative resource is being investigated. A quality management methodology is proposed as a system of set measures that is aimed at maintaining efficiency, increasing operational reliability. Based on the study of the operating mode and the actual state of structures, a procedure was developed for diagnosing and assigning repair measures to extend the residual life the metal construction of the overpass. At the same time, the decisive factor in ensuring reliability and durability is a decrease in the level of corrosion hazard of the metal superstructure during operation in corrosive environments at an operating enterprise. Based on the research results, design and technological measures, specifications for ensuring technological safety to reduce the level of corrosion hazard have been developed. The measures to ensure the primary and secondary corrosion protection for metal construction of the overpass have been substantiated and implemented in the practice of repair work.

Key words: technological safety, overpass, metal construction, aggressiveness of environment, corrosion wear, resource, operation.

Надійшла до редколегії 18.12.2020 р.

УДК 624.012:694.14

Статистичні характеристики міцності матеріалів будівельних конструкцій

Пічугін С. Ф., д-р техн. наук

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», Україна

Анотація. Виконано систематизований огляд робіт із проблеми статистичного опису механічних характеристик матеріалів будівельних конструкцій. Основну увагу приділено міцності матеріалів як ключовому параметру несної здатності будівельних конструкцій, тому об'єктивне оцінювання міцності матеріалів має велике значення для забезпечення і розрахунку надійності конструкцій та належного обґрунтування норм проектування. Межа міцності та інші механічні характеристики сучасних матеріалів мають статистичний розкид, який у більшості випадків описують нормальним законом, що було неодноразово підтверджено даними випробування зразків більшості матеріалів. Доведено, що безсумнівною є актуальність регулярних статистичних досліджень міцності матеріалів за поєднання із постійним переглядом норм проєктування. Одержано узагальнену інформацію щодо статистичних параметрів міцності бетону, кам'яної кладки, деревини за період з 40-х років XX століття до теперішнього часу. Змістом статті є упорядкований огляд і аналіз публікацій провідних науково-технічних журналів: «Промислове і цивільне будівництво» (раніше «Будівельна промисловість» та «Промислове будівництво»), «Промислове будівництво та інженерні споруди», «Будівельна механіка і розрахунок споруд», «Вісті ВНЗ. Будівництво та архітектура», «Будівельні матеріали», «Бетон і залізобетон», «Бетон і залізобетон в Україні», «Лісовий журнал» тощо. Наведено підсумки багаторічної еволюції нормування розрахунку залізобетонних конструкцій за 1970–1980 роки та застосування до нього ймовірнісного методу. Розглянуто статистичні результати дослідження міцності будівельних розчинів та цегли (звичайної глиняної), які було отримано у 1980–1985 роки на підставі даних будівельних лабораторій Москви та Московської області. Представлені у статті дані призначено для використання у чисельних розрахунках надійності конструкцій. Крім того, проаналізовано тенденції змін норм проєктування конструкцій у частині забезпечення нормативних і розрахункових опорів матеріалів та залучення до цього дослідних статистичних даних.

Ключові слова: міцність бетону, міцність кам'яної кладки, міцність деревини, нормативний опір, розрахунковий опір, коефіцієнт однорідності.

Вступ

Міцність матеріалів – це ключовий параметр несної здатності будівельних конструкцій. Тому об'єктивне оцінювання міцності матеріалів має велике значення для забезпечення і розрахунку надійності конструкцій та належного обґрунтування норм проєктування. Зокрема, бетон відрізняється неоднорідністю і статистичною мінливістю міцнісних та деформативних властивостей. Вони залежать від таких випадкових факторів, як активність цементу, крупність заповнювача, технологія виготовлення та твердіння, час експлуатації тощо. Міцність кам'яної кладки також залежить від багатьох факторів. До них відносять: міцність, розміри і правильність форми каменів; міцність, технологічність укладання та пружно-пластичні якості розчину; якість кладки. Менше значення за умов роботи кладки на стиск мають: перев'язка кладки,

зчеплення розчину з каменем, заповнення розчином вертикальних швів. Деревина – анізотропний конструкційний матеріал, що має неоднорідну структуру, різний характер роботи у різних напружених станах. Деревина різних порід має різну міцність. Крім того, на міцність деревини впливає наявність недосконалостей, вологість, термін експлуатації. За наявності таких численних факторів, що впливають на міцність конструкційних матеріалів, цілком природно, що показники міцності мають певну змінність, наочне уявлення про яку дають статистичні криві розподілу різних характеристик матеріалів. Межа міцності та інші механічні характеристики сучасних матеріалів мають статистичний розкид, який у більшості випадків добре описують нормальним законом, що було неодноразово підтверджено даними випробування зразків більшості матеріалів. Тому безсумнівною є актуальність регулярних статистичних досліджень міцності матеріалів за поєднання із постійним переглядом норм проєктування.

Огляд результатів досліджень і публікацій

Вихідні дані щодо механічних характеристик конструкційних матеріалів одержують у результаті стандартних приймальних випробувань зразків у лабораторіях підприємств будівельної галузі. Основне призначення цих даних – оцінювання якості та бракування некондиційних будівельних матеріалів і конструкцій. Крім того, статистичні результати випробування матеріалів використовують під час складання і перегляду норм проєктування. Статистичні дослідження міцності бетону набули розвитку в 50-і роки минулого століття у зв'язку з прийняттям методу розрахунку конструкцій за граничними станами і продовжувалися упродовж наступних років [1–16]. Дослідження міцності кам'яної кладки та її компонентів – цегли і розчину – проводили, починаючи з 30-х років, і активно впроваджували наприкінці 80-х років минулого століття [17–20]. Постійно проводилися статистичні дослідження механічних характеристик деревини для будівельних конструкцій [21–28]. Активно обговорюють проблему міцності конструкційних матеріалів і закордонні фахівці [29–34]. Достовірні статистичні параметри міцності матеріалів особливо потрібні для оцінювання надійності конструкцій будівель і споруд. На цьому наголошено, зокрема, у публікаціях, підготовлених науковою школою «Надійність будівельних конструкцій» Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» [35–37].

Визначення невирішених питань проблеми

Заводські випробування міцності будівельних матеріалів виконують багато років у великих масштабах, створюючи значний масив статистичної інформації. Однак відсутня загальна інформаційна база цих даних. Деякі з них опубліковано у різноманітних науково-технічних журналах, збірниках статей, матеріалах конференцій. Доступ до цих видань утруднено, тим більше що в деяких

установах почали знищувати паперові журнали минулих років, мотивуючи переходом на електронні видання. Однак, за реальних умов в електронну форму було переведено лише видання, що вийшли після 2000 року.

Формулювання цілей статті

Стаття містить систематизований огляд публікацій у провідних науково-технічних журналах із проблеми статистичного опису міцності основних матеріалів будівельних конструкцій: бетону, цегли, розчину, кам'яної кладки, деревини. Головну увагу приділено вибірці статистичних характеристик міцності матеріалів різного періоду, таких як математичне сподівання, середньоквадратичне відхилення (стандарт), коефіцієнт варіації тощо. Ці дані призначені для використання у чисельних розрахунках надійності конструкцій. Крім того, прослідковано еволюцію норм проєктування будівельних конструкцій у частині змін призначення нормативних і розрахункових опорів та залучення до цього дослідних статистичних даних.

Основний матеріал та результати

Змістом статті є упорядкований огляд і аналіз публікацій таких науково-технічних журналів, як «Промислове і цивільне будівництво» (раніше «Будівельна промисловість» та «Промислове будівництво»), «Промислове будівництво та інженерні споруди», «Будівельна механіка і розрахунок споруд», «Вісті ВНЗ. Будівництво та архітектура», «Будівельні матеріали», «Бетон і залізобетон», «Бетон і залізобетон в Україні», «Лісовий журнал» тощо. Огляд складено за період з 40-х років XX століття по теперішній час. У паперовому варіанті в основному опрацьовано журнали, видані до 2000 року, які знаходилися у науково-технічній бібліотеці Національного університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» – в одному з найповніших книжкових сховищ в Україні. Інформацію щодо пізніших видань, переведених у цифрову форму, зібрано з електронних бібліотек та електронних версій журналів.

Бетон

Ініціатором статистичних досліджень міцності бетону був К. Е. Таль – один із розробників нового методу, співробітник Науково-дослідного інституту залізобетонних конструкцій (НДІЗБ). В одній із перших публікацій 50-х років минулого століття щодо обґрунтування параметрів методу розрахунку за граничними станами він порівняв тодішні середні та бракувальні значення міцності бетону з нововведеними розрахунковими опорами (табл. 1) [1].

Було підкреслено, що розрахунок за новою методикою виконують за розрахунковим опором бетону, що дорівнює найменшому ймовірному значенню опору, а не за допустимими напруженнями, як це було за попередніми нормами НиТУ-3-49 «Нормы и технические условия проектирования железобетонных

конструкций» (Нормы і технічні умови проектування залізобетонних конструкцій). У виробничих умовах міцність бетону контролювали випробуваннями, але за врахування вибірковості цих випробувань бракувальні значення опорів бетону приймали значно більшими за розрахункові опори (табл. 1).

Таблиця 1

Розрахункові опори, бракувальні та середні значення опорів бетону

Бетон	Розрахункові опори		Бракувальні значення		Середні значення, МПа
	Познака	Величина, МПа	Величина, МПа	ТУ	
Марка 150	$R_{куб}$	8,5 – 9,0	11,5 – 13,0*	ТУ 200-54	~15,0 – 16,0
Марка 300		18,0 – 19,5	22,5 – 25,5*		~30,0 – 33,0
*__Примітка__. Залежно від кількості випробуваних зразків					

Далі К. Е. Таль констатував, що міцність бетону має статистичний розкид, який добре може бути описано нормальним законом [2]. Випробування показали, що для бетону марки 200 середнє значення міцності на стиск за умов згину складало 22,3 МПа, стандарт – 2,7 МПа за «доброї» якості робіт (3700 зразків-кубів) та 4,9 МПа у разі «поганої» якості робіт (675 зразків). Коефіцієнт варіації у цьому разі складав, відповідно, 0,121 та 0,219.

В НиТУ 123-55 «Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций» (Норми і технічні умови проектування бетонних і залізобетонних конструкцій) за нормативний опір бетону приймали середнє (або близьке до нього) значення його міцності на стиск за умов згину. Розрахунковий опір визначали із забезпеченням 0,999 на відстані трьох стандартів від середнього значення. Відповідно теоретичне значення коефіцієнта однорідності, більше одиниці, визначали як:

$$k_{теор} = \frac{\overline{\sigma}_b - 3\hat{\sigma}_b}{R^н}. \qquad (1)$$

Статистично обґрунтовані коефіцієнти однорідності, які було введено у НиТУ 123-55 після певного коригування і округлення, зазначені у табл. 2.

У таблиці 2 рядок А відповідає автоматичному або напівавтоматичному дозуванню складових бетону; рядок Б – умовам, за яких автоматичне дозування відсутнє. Аналогічну концепцію призначення нормативного і розрахункового опорів та коефіцієнтів однорідності бетону було імплементовано у наступні загальні норми СНиП II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» (Будівельні конструкції та основи. Основні положення проєктування).

Таблиця 2

Коефіцієнти однорідності для бетону $k_б$

Вид напруженого стану	Спосіб приготування бетону	Коефіцієнт однорідності для бетону марки	
		100–200	300–600
Стиск осьовий і за умов згину	А	0,60	0,65
	Б	0,55	0,60
Розтяг осьовий і за умов згину	А	0,45	0,50
	Б	0,40	0,45

Із розвитком статистичного обґрунтування норм проєктування залізобетонних конструкцій зростала увага не тільки до середніх показників міцності бетону, але й до її змінюваності, яку оцінюють за допомогою коефіцієнта варіації V. На кількох ЗБК м. Москви було проведено статистичне оцінювання цього коефіцієнта [3]. Було розглянуто результати випробувань на 20 технологічних лініях, скомпоновано 28 представницьких вибірок і оброблено більше 10 тисяч результатів. Одержані статистичні характеристики бетону наведено у табл. 3.

Таблиця 3

Статистичні характеристики міцності бетону після 28-добової витримки

Завод	Марка бетону	Із тепловою обробкою			Без теплової обробки		
		$\overline{\sigma}_b$, МПа	$\hat{\sigma}_b$, МПа	V, %	$\overline{\sigma}_b$, МПа	$\hat{\sigma}_b$, МПа	V, %
ЗБК № 6	300	33,2	2,7	8,1	32,5	3,5	10,8
ЗБК № 7	200	24,4	5,0	20,0	27,2	5,0	19,0

Отриманий коефіцієнт варіації міцності бетону був у діапазоні 8,1…20,0 %. Було підтверджено, що він залежить, в основному, від змінності властивостей матеріалів і складу суміші. Як видно з табл. 3, коефіцієнт варіації практично не залежить від теплової обробки бетону за умов її стабільного режиму. Показано, що коефіцієнт варіації з набором міцності бетону, як правило, зменшується внаслідок відставання зростання стандарту міцності від збільшення середнього значення.

У 1972 році було введено нові норми СНиП II-А.10-71 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» (Будівельні конструкції та основи. Основні положення проєктування). Розроблення під керівництвом проф. О. О. Гвоздєва на їх основі норм проєктування залізобетонних конструкцій, які відображали досягнення в теорії розрахунку залізобетону за останні 12 років, жваво обговорювали у науково-технічній періодиці [4–6]. Згідно з нормами СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные

конструкции» (Бетонні та залізобетонні конструкції) нормативний опір бетону мав забезпеченість не нижче ніж 0,95. Тому його визначали за формулою:

$$R^{н} = \overline{R}\left(1 - 1{,}64V\right), \tag{2}$$

де $\overline{R}$ – середнє значення міцності; V – коефіцієнт варіації; 1,64 – множник, що відповідає забезпеченості 0,95 за застосування нормального закону для міцності бетону.

Розрахунковий опір бетону на стиск тепер визначали способом ділення на «коефіцієнт безпеки за бетоном» $R = R^{н} / k_{б.с.}$ Зокрема, для важких бетонів цей коефіцієнт дорівнював $k_{б.с.}$=1,3, коефіцієнт варіації $V = 0{,}135$. Такий підхід враховував статистичну змінність міцності бетону, дозволив обґрунтовано контролювати міцність, виявляти загальні запаси і зіставляти їх для різних конструкцій на єдиній основі. Тепер на виробництвах, де виготовляли бетон із високою однорідністю (малим значенням коефіцієнта варіації), середня міцність могла бути нижчою за проєктну марку з відповідною економією цементу. Навпаки, виробництва, на яких коефіцієнт варіації був високим, були вимушені призначати середню міцність вище від проєктної марки [7].

Слід зазначити, що коефіцієнт варіації міцності бетону прийнято у нормах проєктування таким, що дорівнює V_b = 0,135 як середньостатистичне значення для великої кількості заводів із виготовлення залізобетонних конструкцій. Тим часом, дослідження технологічних ліній на заводах ЗБК показали, що коефіцієнт варіації може суттєво відхилятися як у більший, так і в менший бік і складати V_b = 0,05…0,25 (дані О. С. Личева [8]). Зі збільшенням міцності бетону ущільнюється його структура, що призводить до підвищення однорідності і зменшення коефіцієнта варіації. Це підтверджують дані табл. 4, де наведено результати лабораторних досліджень, проведених в ОДАБА М. М. Заставою (462 випробування, 14320 зразків), скореговані на вплив виробничих умов за рекомендаціями А. П. Кудзіса (Вільнюський технічний університет).

Таблиця 4

Варіація міцності бетону в залежності від її величини

Вид твердіння	Коефіцієнти варіації у % за середньої міцності, МПа							
	10	20	30	40	50	60	70	≥ 80
Природний	15,9	12,0	10,5	8,8	6,6	5,4	5,1	5,1
Пропарювання	12,1	11,1	9,4	9,0	7,8	6,6	5,5	5,2

Статистичний розкид міцності бетону суттєво залежить від рівня технології виготовлення і зведення конструкцій, що проілюстровано даними табл. 5.

Таблиця 5

Коефіцієнти варіації міцності бетону на стиск, %

Тип конструкцій	Консистенція бетонної суміші	Культура виробництва і зведення конструкцій		
		висока	середня	низька
Монолітні	Пластична	8…11	11…16	16…20
	Жорстка	10…15	15…20	20…25
Збірні	Пластична	6…9	9…14	14…18
	Жорстка	8…11	11…16	16…22

На розкид міцності бетону суттєво впливають мінливість і можлива неточність дозування його складових, які можуть перебувати у таких межах:

— міцність цементу $\pm(6...25)$ %;
— міцність заповнювачів $\pm(15...50)$ %;
— уміст цементу $\pm(5...15)$ %;
— уміст води $\pm(8...23)$ %;
— уміст наповнювачів $\pm(5...10)$ %;
— уміст вологи в наповнювачах $\pm(1...21)$ %.

Масові статистичні дослідження міцності бетону на стиск було виконано у 1979–1982 роках провідними науково-дослідними інститутами – НДІЗБ та ЦНДІпромбудівель [9]. Було зібрано дані 67 технологічних ліній заводів ЗБК із різних міст. Всього було оброблено близько 17 тис. результатів випробувань контрольних серій зразків, що представляли 2,5 млн. м^3 бетону після теплової обробки у віці 18 діб. Це була масштабна перевірка ефективності нещодавно впровадженого статистичного контролю міцності за ГОСТ 18105–80. На підставі даних усієї дослідженої сукупності було виявлено, що середня міцність бетону у 89 % випадків перевищує проєктну та в 11 % випадків перевищує 95 % проєктної міцності. Середній коефіцієнт варіації міцності склав від 0,057 до 0,083, тобто виявися більш ніж удвічі меншим за з начення 0,135, регламентоване СНиП II-21-75.

Було виконано розрахунок забезпеченості нормативних опорів бетону $P(R > R_н)$ для досліджених технологічних ліній. Середнє значення характеристики безпеки виявилося досить високим – $\beta = 5{,}25$, в усіх випадках $\beta > 2$. Для виявлення можливості підвищення нормативного опору бетону було виконано оцінювання забезпеченості $P(R > 1{,}1R_н)$, що дало значення β, більші ніж 1,64 за СНиП, для всіх технологічних ліній. Під час оцінювання забезпеченості $P(R > 1{,}15R_н)$ виявилося, що у 17 % технологічних ліній показник β є меншим, ніж регламентовано нормами. Наочно ці висновки підтверджують дані табл. 6, у якій

всі імовірнісні показники (крім одного) суттєво перевищують нормативний показник 0,95.

Таблиця 6

Імовірнісне забезпечення нормативного опору бетону

Завод, місто	Вироби	Марка бетону	Кіль-кість проб бетону	$P(R > R_н)$	$P\begin{pmatrix} R > \\ > 1{,}1R_н \end{pmatrix}$	$P\begin{pmatrix} R > \\ > 1{,}15R_н \end{pmatrix}$
ЗБВ-18, Москва	Дорожні плити	М400	288	–	0,9965	0,9965
ЗБВ-2, Москва	Елементи сходів	М300	303	0,9961	0,9933	0,9538
	Вент-жолоби	М200	455	0,9912	0,9880	0,9868
ЗБВ-22, Москва	Колони	М300	1123	0,9991	0,9973	0,9904
	Колони	М400	1245	0,9991	0,9927	0,9871
	Елементи сходів	М300	265	–	0,9962	0,9924
ЗБВ-8, Москва	Плити настилу пустотні	М300	213	–	0,9859	0,9812
ЗБК-5, Харків	Плити 3×6 м	М300	717	0,9958	0,9888	0,9791
	Палі	М300	898	–	0,9944	0,9781
	Колони	М400	582	0,9931	0,9600	0,9070
ЗБВ, Йошкар-Ола	Балки	М400	418	0,9952	0,9832	0,9832

Хоча в окремих випадках криві розподілу мали правобічну (позитивну асиметрію), міцність бетону описували нормальним законом розподілу, що не призводило до суттєвих похибок.

Автори статті [9] зробили висновок, що одержані результати відкривають можливість підвищення нормативних і розрахункових опорів бетонів збірних конструкцій на 5–10 % у порівнянні з нормами СНиП. Однак зважаючи, що дослідження було проведено тільки на заводах великих промислових центрів із досить високою культурою виробництва, ця пропозиція тоді не увійшла у норми проєктування залізобетонних конструкцій. Можливо, зараз варто повернутися до цих висновків.

У 1986 році набув чинності СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» (Бетонні та залізобетонні конструкції), в якому було введено поняття «клас бетону за міцністю» як основний показник для проєктування і

виготовлення залізобетонних конструкцій. Як завжди у разі змінення норм проєктування, цей перехід активно обговорювали у публікаціях будівельних науково-технічних журналів [10, 11]. Раніше згідно зі СНиП II-21-75 міцність бетону характеризували маркою, яка відповідала середньому значенню $\overline{R}$ міцності еталонних бетонних кубів. Тепер уведено клас бетону *B*, що дорівнює нормативній кубиковій міцності $R^н$ із забезпеченістю 0,95. Її визначали, як і в попередньому виданні норм, за формулою (2), з якої середнє значення міцності складало:

$$B = \overline{R} = \frac{R^н}{1-1{,}46V} \cdot \tag{3}$$

У разі використання класу як характеристику міцності бетону задають нормативний опір $R^н$, за яким за формулою (3) визначають середнє значення кубикової міцності $\overline{R}$ залежно від фактичного коефіцієнта варіації *V*.

У статі [12] було показано, що якщо у формулу (2) підставити нормативний коефіцієнт варіації $V = 0{,}135$ за СНиП II-21-75 для важкого бетону, одержуємо:

$$R^н = \overline{R}\left(1 - 1{,}64 \cdot 0{,}135\right) = 0{,}78\overline{R} \, .$$

Відповідно, середня міцність бетону складає:

$$\overline{R} = R^н \big/ 0{,}78 = 1{,}28R^н \, .$$

Виникла нова ситуація, коли, у залежності від величини коефіцієнта варіації, середня міцність бетону, відповідна до певного класу, може змінюватися у широких межах. Наприклад, згідно з формулою (3), за коефіцієнта варіації міцності бетону 20 % середня міцність складає 150 % від класу. Очевидно, що порівнювати марку та клас за середніми значеннями кубикової міцності взагалі не має сенсу.

Автори статті [12] обґрунтовано вважали (і це підтверджено практично), що перехід на класи бетону не внесе суттєві зміни у проєктування. У той же час для технологів це призведе до принципових змін у методиці призначення нормативної міцності під час підбирання складу бетону та його контролю на виробництві. Тому не випадково, що організації та вдосконаленню статистичного контролю міцності бетону на заводах залізобетонних конструкцій було присвячено численні статті, опубліковані протягом багатьох років [11, 13, 14].

Публікації 2000-х років підводять підсумки багаторічної еволюції нормування розрахунку залізобетонних конструкцій за 70–80 роки [15] та застосування до нього ймовірнісного методу [16].

Кам'яна кладка

Як видно з публікацій, починаючи з 30-років XX століття [17], найбільший вплив на міцність кам'яної кладки мали міцності каменів і розчинів, які мають статистичний розкид.

Міцність розчинів. Статистичні дослідження міцності будівельних розчинів на різних в'яжучих було проведено ЦНДІБК у період 1980–1985 років на будівельних підприємствах і в будівельних лабораторіях Москви та Московської області [18]. Згідно з нормами, розчини розподіляли за міцністю на стиск за 8 марками, більш розповсюджені з них наведено у табл. 7. Марці розчину за умовами стиску $\overline{R}$ відповідала середня межа міцності розчину після твердіння протягом 28 діб. Кількість випробувань марок розчинів складала 500–8000.

Таблиця 7

Механічні характеристики розчину

Марка розчину	Міцність розчину, МПа		
	$\overline{R}$	$\overline{R}_{\phi}$	$R_{0,95}$
М50	5,0	5,1	3,5
М75	7,5	7,2	4,5
М100	10,0	9,6	6,0
М150	15,0	14,0	9,0
М200	20,0	18,0	12.5
Познаки: $\overline{R}$ – міцність за нормами; $\overline{R}_{\phi}$ – фактична середня міцність; $R_{0,95}$ – міцність із забезпеченістю 0,95.			

Оброблення результатів випробувань розчинів виявила статистичний розкид результатів і показала (табл. 7), що для марок М50, М75 та М100 фактична міцність $\overline{R}_{\phi}$ практично дорівнює нормативній міцності, а для марок М150 та М200 – нижча на 10 %. Міцність розчинів із забезпеченістю 0,95 нижча за нормативну на 30–40 %. Коефіцієнт варіації було одержано у межах 18–35 %. Було виявлено, що фактичні розподіли міцності розчинів є несиметричними і дещо відрізняються від нормального розподілу. Тому було зроблено спробу залучити криві Пірсона різних типів. Однак різниця результатів порівняно з нормальним законом виявилася несуттєвою. Відтак, автори публікації [18] зробили висновок про можливість застосування нормального закону для опису межі міцності розчину на стиск.

Одержані статистичні дані щодо міцності розчину було використано для оцінювання міцності цегляної кладки [20]. На основі проведених досліджень автори внесли пропозицію замінити поділ міцності розчинів за марками на поділ за класами. Причому базовим параметром стала міцність

із забезпеченістю 0,95 (табл. 7), а основними статистичними характеристиками – математичне сподівання та коефіцієнт варіації. Такий підхід є аналогічним до бетону та інших матеріалів. Однак цю пропозицію не було реалізовано.

Міцність цегли. Статистичні дослідження міцності цегли (звичайної глиняної) було проведено ЦНДІБК у період 1980–1985 рр. на підставі даних будівельних лабораторій м. Москви та Московської області [19]. Згідно з нормами, цеглу розподіляли за міцністю за 9 марками, більш розповсюдженими були марки М75 та М100. Марці цегли $\overline{R}$ відповідала середня межа міцності на стиск та розтяг за умов згину (табл. 8). Кількість випробувань марок цегли складала від 595 до 1915.

Таблиця 8

Механічні характеристики цегли

Марка цегли	Напружений стан	Кількість зразків	$\overline{R}$, МПа	$\overline{R}_{\phi}$, МПа	$R_{0,95}$	V, %
М75	Стиск	744	7,5	9,33	5,80	33,6
	Розтяг	595	1,8	1,61	0,691	40,0
М100	Стиск	1915	10,0	11,12	7,551	40,4
	Розтяг	1602	2,2	1,82	0,748	40,1
Познаки: $\overline{R}$ – міцність за нормами; $\overline{R}_{\phi}$ – фактична середня міцність; $R_{0,95}$ – міцність із забезпеченістю 0,95; V – коефіцієнт варіації						

Оброблення результатів випробувань цегли виявила статистичний розкид результатів і показала (табл. 8), що для марок М75 та М100 фактична міцність цегли $\overline{R}_{\phi}$ на стиск і розтяг за умов згину практично задовольняє вимогам норм.

Міцність цегли $R_{0,95}$ із забезпеченістю 0,95 нижча за нормативну на 30–40 %.

Коефіцієнт варіації було отримано у досить широких межах 33,6–40,4 %, що пояснювали великою різнорідністю сировини та нестабільністю технологічного процесу. Було виявлено, що фактичні розподіли міцності цегли є несиметричними з лівосторонньою асиметрією, тому вони відрізняються від нормального розподілу. Внаслідок чого було залучено криві Пірсона різних типів.

Одержані статистичні дані щодо міцності цегли було використано для оцінювання міцності цегляної кладки [20]. На основі проведених досліджень автор вніс пропозицію замінити поділ міцності цегли за марками на поділ за класами із забезпеченням статистичного контролю міцності цегли, що не було впроваджено у норми.

Міцність кам'яної кладки. Сполучення великої кількості випадкових факторів, що впливають на міцність кладки, надають їй випадковий характер і

уможливлюють дослідження статистичними методами. Вихідні дані для оцінювання міцності кам'яної кладки було одержано у 1932–1958 рр. під час випробувань багатьох тисяч великорозмірних зразків різної кладки – цегляної, з бетонних каменів, крупних блоків, бутового каменю, керамічних каменів тощо. Випробування виконували на різні види опору [17]. Запропонована проф. Л. І. Онищиком емпірична формула дозволила визначити міцність кладки для різних сполучень її міцнісних компонент:

$$R = AR_1\left[1 - a/\left(b + R_2/2R_1\right)\right]\eta, \tag{4}$$

де R, R_1, R_2 – межа міцності на стиск кладки, цегли (каменю) і розчину; a, b – емпіричні коефіцієнти, які залежать від виду кладки; η – поправковий коефіцієнт для кладки з розчином низьких марок.

Для оцінювання точності формули (4) було проведено оброблення результатів випробувань 747 зразків цегляної кладки. Був побудований розподіл відхилень середньої межі міцності експериментальних зразків від значень, обчислених за формулою (4), який добре описується нормальним законом. Коефіцієнт варіації цих відхилень дорівнював $V_A = 9\ \%$ за урахування фактичної міцності розчину (клас робіт А) і $V_Б = 14{,}7\ \%$ – якщо міцність визначали за складом розчину (клас робіт Б) [17]. Для визначення коефіцієнта однорідності кладки враховували такі фактори:

а) необхідну забезпеченість розрахункового опору кладки (на основі правила «три сигма»):

— для класу робіт А: $k' = 1 - 3V_{\text{А}} = 1 - 3 \cdot 0,09 = 0,73$;

— для класу робіт Б: $k' = 1 - 3V_{\text{В}} = 1 - 3 \cdot 0,147 = 0,56$;

б) можливе зниження якості кладки $k'' = 0,9$;

в) можливе пониження міцності кладки $k''' = 0,95$.

Результуючий коефіцієнт однорідності кам'яної кладки виявився таким:

— для випадку робіт за класом А: $k = 0,73 \cdot 0,9 \cdot 0,95 = 0,6$:

— для випадку робіт за класом Б: $k = 0,56 \cdot 0,9 \cdot 0,95 = 0,48 \approx 0,5$.

За пропозицією проф. С. А. Семенцова [17] ці коефіцієнти було враховано у нормах СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции» (Кам'яні та армокам'яні конструкції) для призначення розрахункових опорів кам'яної кладки. Треба зазначити, що на етапі впровадження методики розрахунку за граничними станами систему поправкових коефіцієнтів для міцності кам'яної кладки було визнано громіздкою і складною для використання у розрахунках. Тому нормування розрахунків кам'яних конструкцій, починаючи з 40-х років XX століття, не вписалося у загальну процедуру методики граничних станів, а залишилося побудованим на розрахункових характеристиках міцності.

Наприкінці 80-х рр. XX ст. у ЦНДІБК під керівництвом проф. В. Д. Райзера було здійснено спробу перевести розрахунок кам'яних конструкцій у формат методики граничних станів. Для цього було проведено статистичні дослідження міцності кам'яної кладки [20]. Вони показали, що фактична середня міцність цегляної кладки дещо вища, ніж обчислена за формулою (4) Л. І. Онищика (табл. 9). Це відбувається внаслідок того, що середня міцність цегли на стиск більшо, ніж та, що установлена у стандарті.

Таблиця 9

Середня міцність кладки, МПа

Марка цегли	Середня міцність цегли (згідно з ГОСТом/ фактична, МПа)	Середня міцність розчину (згідно з ГОСТом/фактична, МПа) для марок				
		М150	М100	М75	М50	М25
		15 / 13,93	10 / 9,65	7,5 / 7,23	5 / 4,92	2,5 / 2,38
М75	7,50 / 9,36	– / — / –	2,97 / 3,37	2,81 / 3,16	2,57 / 2,88	2,14 / 2,38
М100	10 / 11	3,81 / 4,01	3,53 / 3,72	3,31 / 3,48	3,00 / 3,15	2,49 / 2,60

Примітка. Фактичні дані щодо середньої міцності розчину взято з публікації [18], щодо цегли – з публікації [19] . Дані щодо середньої міцності кладки: чисельник – обчислено за формулою (4) з підстановкою міцностей розчину і цегли згідно з ГОСТом (приведені значення), знаменник – обчислено за тією самою формулою з підстановкою експериментальних міцностей.

Окремо було розглянуто найбільшу вибірку результатів випробування зразків кладки з цегли М100 з розчином М25. Було проведено оцінювання нормативних та розрахункових значень міцності цієї кладки. За умов забезпеченості 0,995 експериментальне значення міцності кладки 2,1 МПа виявилося вищим за приведене 1,42 МПа у 1,5 рази; за умов забезпеченості 0,95 відповідні цифри дорівнювали 2,12 МПа та 1,7 МПа. За врахування поправкових коефіцієнтів, що входять у структуру коефіцієнта однорідності, було підтверджено значення розрахункового опору 1,30 МПа, що містять норми, для вказаної вибірки міцностей матеріалів.

Для розширення сполучень вихідних компонент міцності кладки В. Д. Райзер застосував статистичне моделювання. Одержані у цьому разі тестові результати несуттєво відрізняються від розрахунків за формулою (4) Л. І. Онищика. Було обґрунтовано висновок про можливість збільшення розрахункової міцності кладки за рахунок зменшення коефіцієнта варіації розчину. Внесено загальну

пропозицію: за розрахункові значення міцності кладки за умов стиску, за врахування набутого досвіду, прийняти значення із забезпеченням не менше ніж 0,995 (наводяться у статті [20]), вирівняти забезпеченості розрахункових опорів і в деяких випадках суттєво (до 20 %) їх підвищити, ввести нормативний опір кладки із забезпеченістю 0,95. На сьогоднішній день ці пропозиції у норми проєктування не впроваджено. Особливостями чинних норм щодо кам'яних конструкцій залишається те, що в них відсутні нормативні значення міцнісних характеристик і наведено виключно розрахункові значення цих величин.

Деревина

Міцність деревини оцінюють за результатами випробувань малих чистих зразків деревини (так званої «чистої деревини»). Деякі з опублікованих узагальнених статистичних даних щодо міцності деревини різних порід колишнього СРСР наведено у табл. 10 та 11 (вологість 12 %) [21, 22].

Таблиця 10

Статистичні показники міцності деревини хвойних порід

Показники	Межа міцності вздовж волокон за умов			
	стиску, МПа	згину, МПа	розтягу, МПа	сколювання, МПа
Середній	46,8	80,6	93,7	7,37
Мінімум	33,6	43,8	50,5	4,04
Максимум	69,5	117	131	12,2
Кількість варіант	61	61	31	55
Стандарт	7,82	15,0	22,9	1,5
Коефіцієнт варіації, %	16,7	18,7	24,4	21,0
Ексцес	0,449	0,318	–0,821	0,90
Асиметрія	0,816	0,273	–0,174	0,45

У таблицях 10 та 11 хвойні та листяні породи деревини розглянуто як окремі статистичні сукупності. Це дозволило значно розширити діапазон досліджених характеристик чистої деревини. Кожна варіанта представляє середнє арифметичне для ряду значень, що характеризують дану породу і район вирощування. З огляду на значення асиметрії і ексцесу, всі без виключення масиви даних підпорядковуються нормальному закону розподілу. Узагальнені середні значення міцності деревини виявилися вищими для листяних порід, стандарт і коефіцієнт варіації, що характеризують мінливість міцності деревини, є нижчим для хвойних порід. Коефіцієнт варіації є різним для різних напружених станів деревини. Привертає увагу міцність чистої деревини на розтяг із середніми значеннями близько 100 МПа та максимальними більш

ніж 200 МПа, що є сумірними з деякими марками сталі. Приблизно вдвічі меншою є середня межа міцності деревини на стиск уздовж волокон. Середня межа міцності за умов статичного згину займає проміжне місце між розтягом і стиском.

Таблиця 11

Статистичні показники міцності деревини листяних порід

Показники	Межа міцності вздовж волокон за умов			
	стиску, МПа	згину, МПа	розтягу, МПа	сколювання, МПа
Середній	52,6	97,0	113,2	10,3
Мінімум	31,4	55,7	63,2	4,67
Максимум	81,7	160,0	212,0	19,0
Кількість варіант	123	115	39	101
Стандарт	9,86	21,99	32,84	3,19
Коефіцієнт варіації, %	18,7	22,7	29,0	30,9
Ексцес	0,604	–0,65	1,551	–0,56
Асиметрія	0,471	0,143	1,142	0,253

Статистичні дані табл. 10 та 11 надали загальну ймовірнісну картину міцності деревини і стали базою для її нормування. Треба підкреслити, що методика обґрунтування нормативного та розрахункового опорів деревини є значно складнішою, ніж та, що застосовують до інших матеріалів. Середні значення межі міцності чистої деревини хвойних порід із табл. 10 було долучено до норм СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции» (Дерев'яні конструкції) (позначено як $R_ч^{ер}$). Були також наведені нормативні значення межі міцності чистої деревини $R_ч^н$, визначені за стандартною методикою на відстані 1,64 стандарту від середнього значення. У вказаних нормах наводили із суттєвим зменшенням середній $R^{ер}$ і нормативний $R^н$ опори сортної деревини пиломатеріалів за врахування впливу недосконалостей деревини та розмірів робочого перерізу дерев'яних елементів.

Справа в тому, що пиломатеріали являють собою якісно нову статистичну сукупність, інший матеріал, механічні показники якого визначають не стільки за численними елементами мікробудови деревини, скільки за наявністю значного дефекту типу сучка, усі характеристики якого значно відрізняються від характеристик чистої деревини. Тому мінливість показників пиломатеріалів вища, ніж у чистих зразків, оскільки наявність недосконалостей вносить додаткову дисперсію в результати. Привертає увагу той факт, що абсолютні

значення міцності за умов розтягу пиломатеріалів уздовж волокон в 2–4 рази нижчі, ніж для малих зразків. Міцність соснових і ялинових пиломатеріалів на стиск уздовж волокон приблизно однакова і вдвічі менша, ніж малих чистих зразків [23].

Для переходу до розрахункового опору було введено коефіцієнт тривалого опору деревини m_{mp} та коефіцієнт надійності $\gamma = (1-\beta_n V)/(1-\beta V)$, де β_n=1,64 – коефіцієнт (характеристика безпеки), що відповідає забезпеченості 0,95 нормативного опору; $\beta = 2{,}33$ – коефіцієнт, що враховував забезпеченість 0,99 розрахункового опору. Проілюструємо ці перетворення на прикладі міцності хвойної деревини на розтяг уздовж волокон: чиста деревина – середнє значення $R_ч^{ер}$=100 МПа, нормативне значення $R_ч^{н}$=60 МПа; пиломатеріал 1-го сорту – середнє значення $R^{ер}$= 34 МПа, нормативне $R^{н}$=20 МПа; розтягнуті елементи 1-го сорту – розрахунковий опір R_p=10 МПа. Отже, розрахунковий опір деревини виявився значно меншим за вихідну міцність малих чистих зразків. Крім того, розрахунковий опір корегують низкою понижувальних коефіцієнтів умов роботи, що враховують умови експлуатації і особливості роботи конструкцій.

На міцнісні характеристики деревини впливають численні фактори, включно з умовами вирощування та фактичним віком дерев, з яких одержують конструкційну деревину. У цьому плані представляє інтерес порівняння міцнісних характеристик деревини хвойних порід, які було застосовано у різні будівельні періоди – у XIX ст. («старої» деревини) та наприкінці XX ст. («нової» деревини) – на прикладі деревини сосни Архангельської області, одного з основних лісогосподарських районів європейської частини Росії [24]. Для цього під час реставрації об’єктів дерев’яного зодчества фахівцями Московського державного університету (МДУ) було відібрано зразки конструкційної «старої» і «нової» деревини віком 75 і 110 років.

Результати випробування одержаних зразків чистої деревини, оброблені статистичними методами, наведено у табл. 12. В ній показано одержані експериментально середні $R^{ер}$ та нормативні $R^{н}$ опори деревини різного віку на стиск і згин, які порівняно між собою та з опорами, установленими в нормах СНиП II-25-80. Зазначимо, що для «нової» деревини коефіцієнти варіації опорів стиску і згину дорівнюють 7,7 % та 12–14 % відповідно.

Як видно з табл. 12, в усіх випадках показники міцності деревини періоду XIX ст. віком 75 та 110 років більші у 1,00–1,31 разів за міцність сучасної деревини відповідного віку. Одержані за результатами випробувань малих зразків чистої деревини і подальшого статистичного оброблення нормативні

опори стиску вздовж волокон більші, ніж установлені чинними нормами: для деревини віком до 75 років – на 7 % і 25 %, для деревини віком до 110 років – на 32 % і 45 % для сучасної деревини та деревини XIX ст., відповідно. Нормативні опори згину сучасної деревини та деревини XIX ст. є більшими, ніж установлені чинними нормами для деревини віком до 75 % – на 1 %; для деревини віком до 110 % – на 22 % і 42 % відповідно. Це свідчить про те, що деревину, яку віднесено до будівельних періодів XIX ст. та теперішнього часу, може бути використано як конструкційний будівельний матеріал.

Таблиця 12

Порівняння опорів деревини різного віку між собою та з нормами

Вік деревини	Напружений стан	Познака	Значення опорів, МПа		$\frac{СД}{НД}$	Опори за СНиП, МПа
			СД («стара» деревина)	*НД* («нова» деревина)		
1	2	3	4	5	6	7
75 років	Стиск уздовж волокон	$R^{вр}$	48,7/1,11	40,3/0,91	1,10	44,0
		$R^{н}$	41,3/1,25	35,2/1,07	1,17	33,0
	Згин	$R^{вр}$	74,7/0,93	72,0/0,90	1,04	80,0
		$R^{н}$	57,4/1,01	53,4/0,94	1,00	57,0
110 років	Стиск уздовж волокон	$R^{вр}$	63,7/1,44	48,8/1,10	1,31	44,0
		$R^{н}$	47,8/1,45	43,6/1,32	1,10	33,0
	Згин	$R^{вр}$	97,4/1,22	96,1/1,20	1,01	80,0
		$R^{н}$	81,0/1,42	69,6/1,22	1,16	57,0

Примітка: У знаменнику значень у стовпчиках 4 та 5 наведено відношення експериментальних опорів до опорів згідно зі СНиП (стовпчик 7); у стовпчику 6 наведено співвідношення опорів «старої» та «нової» деревини; у стовпчику 7 наведено опори чистої деревини згідно зі СНиП.

Деякі автори вважають, що параметри недосконалостей недостатньо повно характеризують міцність і деформативність конструкційних пиломатеріалів, і перспективним у цьому аспекті може бути статистичний підхід [25]. Як аргумент для статистичної оцінки міцності брусів запропоновано показник недосконалостей V % – відносний сукупний обсяг сучків ділянки руйнування, який визначають як відношення суми обсягів сучків, розташованих на ділянці бруса довжиною, що дорівнює ширині бруса, до обсягу цієї ділянки. Для одержання вихідних даних було виконано випробування зразків деревини ялини 1-го сорту і сосни 2-го сорту, результати яких наведено у табл. 13.

Таблиця 13

Результати випробування зразків деревини [25]

Деревина	Напружений стан	N	Познака	$\overline{X}$	$\hat{X}$	$X_{0,95}$
Ялина	Згин	54	R , МПа	45,8	8,8	31,3
			V, %	2,7	1,7	–
Сосна	Стиск	42	R , МПа	31,7	4,9	23,6
			V, %	7,1	4,7	–
	Згин	52	R , МПа	35,9	9,5	20,2
			V, %	7,6	4,8	–

Познаки: N – кількість випробуваних зразків; R – опір деревини; V – відносний сукупний обсяг сучків ділянки руйнування; $\overline{X}$ – середнє значення; $\hat{X}$ – стандарт; $X_{0,95}$ – значення із забезпеченістю 0,95.

Статистичні показники міцності деревини випробуваних зразків ялини та сосни, як і в попередніх випробуваннях (табл. 10–12), відповідають значенням нормативних і тимчасових опорів згідно зі СНиП II-25-80. Величини нового показника недосконалостей деревини мають порядок: 1-й сорт – середнє значення $\overline{V} \approx 3$ %, стандарт $\hat{V} \approx 2$ %; 2-й сорт – середнє значення $\overline{V} \approx 8$ %, стандарт $\hat{V} \approx 5$ %. Проведений кореляційний аналіз виявив лінійне зниження міцності деревини зі збільшенням показника V за умов коефіцієнта кореляції $\rho = 0{,}5 - 0{,}7$.

Як зазначено вище, в усіх випробуваннях міцнісні характеристики деревини добре описано нормальним законом розподілу. Але треба наголосити, що початкові розподіли межі міцності деревини хлистів погіршуються у разі тривалого зберігання сировини в штабелях на складах, у міжопераційних запасах після розмірного сортування колод, в сушильних штабелях та штабелях готової продукції. Тому розподіл межі міцності пиломатеріалів може мати вигляд суми чотирьох нормальних розподілів зі своїми середніми арифметичними та оцінками середніх квадратичних відхилень [26].

У сучасних нормах проєктування ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення» деревину поділяють на класи міцності окремо для хвойних і листяних порід, залежно від характеристичних значень міцності, жорсткості та густини. Познаки класів співпадають із характеристичною міцністю деревини на згин, вираженою у Н/мм^2.

Паралельно з розвитком імовірнісного обґрунтування параметрів методики розрахунку дерев'яних конструкцій за граничними станами було розроблено

розрахунок надійності таких конструкцій, причому для опису міцності деревини застосовували логнормальний закон розподілу [27, 28].

Висновки

Виконано систематизований огляд робіт із проблеми статистичного опису міцності будівельних матеріалів. Головну увагу приділено вибірці статистичних характеристик міцності матеріалів різного періоду, таких як математичне сподівання, середньоквадратичне відхилення (стандарт), коефіцієнт варіації тощо. Ці дані призначені для використання у чисельних розрахунках надійності конструкцій. Проаналізовано еволюцію норм проєктування сталевих конструкцій у частині змін призначення і забезпечення нормативних і розрахункових опорів та залучення до цього дослідних статистичних даних.

Література

[1] Таль К. Э. Некоторые вопросы расчета железобетонных конструкций по новым нормам / К. Э. Таль // Бетон и железобетон. – № 4. – 1956. – С. 139–142.

[2] Таль К. Э. О факторах запаса в железобетонных конструкциях / К. Э. Таль // Материалы международного совещания по расчету строительных конструкций (Москва, декабрь 1958 г.). – М. : Госстройиздат, 1961. – С. 60–70.

[3] Хаютин Ю. Г. О прочности бетона при различных режимах твердения / Ю. Г. Хаютин, Е. Д. Козлов // Бетон и железобетон. – № 12. – 1970.– С. 20–21.

[4] Гвоздев А. А. О структуре и общих положениях новых норм проектирования конструкций / А. А. Гвоздев, С. А. Дмитриев, Н. Н. Лессиг // Бетон и железобетон. – № 5. – 1971. – С. 1–4.

[5] Таль К. Э. Нормативные и расчетные характеристики бетонов / К. Э. Таль // Бетон и железобетон. – № 5. – 1971. – С. 4–6.

[6] [6] Сычев В. И. О нормах проєктирования бетонных и железобетонных конструкций / В. И. Сычев // Бетон и железобетон. – № 6. – 1976. – С. 2–5.

[7] [7] Яшин А. В. О новых требованиях к нормированию основных расчетных характеристик бетонов / А. В. Яшин // Бетон и железобетон. – № 6. – 1976. – С. 12–14.

[8] Лычев А. С. Статистическая информация для расчетов надежности элементов строительных систем // Известия вузов. Строительство. – № 5 (509). – 2001. – С. 17–20.

[9] Сапожников Н. Я. Статистический анализ прочности бетона в возрасте 28 сут. (по данным заводских испытаний) / Н. Я. Сапожников, Г. И. Бердичевский, М. И. Бруссер // Бетон и железобетон. – № 5. – 1983. – С. 27–29.

[10] Таль К. Э. О совершенствовании нормируемых методов расчета железобетонных конструкций / К. Э. Таль // Бетон и железобетон. – № 5. – 1977. – С. 20–21.

[11] Гвоздев А. А. Связь статистического контроля прочности бетона с надежностью железобетонных конструкций / [Гвоздев А. А., Краковский М. Б., Бруссер М. И., Игошев В. Л., Дорер В. А.] // Бетон и железобетон. – №3. – 1985. – С. 37–38.

[12] Гуща Ю. П. О переходе от марок к классам бетонов по прочности / [Гуща Ю. П., Бруссер М. И., Краковский М. Б., Серых Р. Л., Скубко В. М.] // Бетон и железобетон. – № 10. – 1985. – С. 39–40.

[13] Рац Э. Г. Статистический контроль прочности бетона на заводах железобетонных изделий / Рац Э. Г. // Бетон и железобетон. – № 10. – 1968. – С. 5–10.

[14] Даниленко Е. Л. Статистический контроль и управление качеством бетона / Е. Л. Даниленко, М. А. Садович // Бетон и железобетон. – № 1. – 1975. – С. 35–37.

[15] Звездов А. И. 75 лет нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций / [Звездов А. И., Залесов А. С., Мухамедиев Т. А., Чистяков Е. А.] // Промышленное и гражданское строительство. – № 9. –2002. – С. 10–15.

[16] Расторгуев Б. С. Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям с применением вероятностного метода / Б. С. Расторгуев, Д. С. Ванус // Промышленное и гражданское строительство. – № 7. –2016. – С. 11–15.

[17] Семенцов С. А. Современные методы расчета каменных конструкций в СССР / С. А. Семенцов // Материалы международного совещания по расчету строительных конструкций (Москва, декабрь 1958 г.). – М. : Госстройиздат, 1961. – С. 234–248.

[18] Райзер В. Д. О нормировании прочности строительных растворов / В. Д. Райзер, Н. Н. Кручинин // Строительная механика и расчет сооружений. – № 4. – 1988. – С. 50–53.

[19] Кручинин Н. Н. О статистической оценке прочности кирпича / Н. Н. Кручинин // Строительная механика и расчет сооружений. – № 3. – 1989. – С. 59–63.

[20] [20] Райзер В. Д. К нормированию несущей способности каменной кладки / В. Д. Райзер, Н. Н. Кручинин // Строительная механика и расчет сооружений. – № 2. – 1990. – С. 80–86.

[21] Рюмина Е. Б. Уровень доверительной вероятности нормируемых показателей прочности конструкционных пиломатериалов / Е. Б. Рюмина, Г. Б. Успенская // Лесной журнал. – 1992. –№ 2.– С. 81–86.

[22] Таблицы стандартных справочных данных. Древесина. Показатели физико-механических свойств малых чистых образцов : ГССД 69-84. – М. : Издательство стандартов, 1985. – 29 с.

[23] Тутурин С. В. Механическая прочность древесины / С. В. Тутурин // Физическая мезомеханика. – № 7. – 2004. – С. 85–88.

[24] Линьков Н. В. К вопросу о сравнении физико-механических характеристик конструкционной древесины XIX и XX веков / Н. В. Линьков // Промышленное и гражданское строительство. – № 1. – 2018 – С. 58–62.

[25] Byzov V. E. Structural sawn timber: resource enhancement / V. E. Byzov, V. I. Melekhov // Mag. of C. E. – №65 (5). – 2016. – Pp. 67–76.

[26] Дунаев В. Ф. Об изменчивости модуля упругости и предела прочности древесины в технологическом цикле / В. Ф. Дунаев // Лесной журнал. – № 3. – 2014. – С. 106–113.

[27] Громацкий В. А. Об оценке надежности элементов деревянных конструкций / В. А. Громацкий, С. Б. Турковский, М. А. Филимонов // Строительная механика и расчет сооружений. – № 6. – 2011. – С. 22–25.

[28] Денеш Н. Д. Об использовании логнормального закона распределения нагрузки при оценке надежности деревянных конструкций / Н. Д. Денеш, Д. Ю. Сухов, О. О. Андреев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988. – № 4. – с. 8. – 9.

[29] Mirza S. A. Statistical description of strength of concrete / S. A. Mirza, J. G. Mac Gregor, M. Hatzinikovas // Journal of the Structural Division. – 1979. – Vol. 105, Issue 6. – P. 1021–1037.

[30] Indelicato F. In-place compressive strength of concrete: statistical methods to evaluate experimental data / F. Indelicato // Materials and Structures. – 1999. – No. 32 – P. 394–399.

[31] Kausay T. Acceptance of concrete compressive strength / T. Kausay, T. Simon // Concrete Structures (Annual Journal of the Hungarian Group of FIB, Budapest). – 2007. – Vol. 8. – P. 54–63.

[32] Kabantsev O. Modeling Nonlinear Deformation and Destruction Masonry under Biaxial Stresses. – Part 1. Masonry as Simulation Object / O. Kabantsev // Applied Mechanics and Materials. – 2015. – Vol. 725–726. – P. 681–696. – Part 2. Strength Criteria and Numerical Experiment // Applied Mechanics and Materials/ – 2015/ – Vol. 725–726. – P. 808–819.

[33] Grishchenko A. I. Influence of structural parameters of the masonry on effective elastic properties and strength / [Grishchenko A. I., Semenov A. S., Semenov S. G., Melnikov B. E.] // Инженерно-строительный журнал. – № 5 (49). – 2014. – С. 95–106.

[34] Foschi R. O. Reliability-based design of wood structures. Structural research series. Rep. No. 34 / R. O. Foschi, B. R. Folz, F. Z. Yao // Dep. of Civil Eng., Univ. of British Columbia/ – Vancouver, Canada, 1989.

[35] Perelmuter A. V. On One Safety Characteristic of Buildings. Perelmuter // A. V. Perelmuter, S. F. Pichugin // Journal of Civil Engineering and Architecture Research. – Los Angeles, USA : Ethan Publishing Company, 2017. –Vol. 4, No. 5/ – P. 2035–2044.

[36] Pichugin S. F. Reliability Estimation of Industrial Building Structures / S. F. Pichugin // Magazine of Civil Engineering, – 2018. – No. 83 (7). – P. 24–37. – DOI: 10.18720/MCE.83.3

[37] Pichugin S. F. Scientific School «Reliability of Building structures»: new results and perspectives / S. F. Pichugin // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2019. – No. 2(53). – P. 5–12. – URL: https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1880. – Назва з екрана.

Статистические характеристики прочности материалов строительных конструкций

Пичугин С. Ф., д-р техн. наук

Национальный университет «Полтавская политехника имени Юрия Кондратюка», Украина

Аннотация. Выполнен систематизированный обзор работ по проблеме статистического описания механических характеристик материалов строительных конструкций. Основное внимание уделено прочности материалов как ключевому параметру несущей способности строительных конструкций, поэтому объективная оценка прочности материалов имеет большое значение для обеспечения и расчета надежности конструкций и надлежащего обоснования норм проектирования. Предел прочности и другие механические характеристики современных материалов имеют статистический разброс, который в большинстве случаев описывают нормальным законом, что было неоднократно подтверждено данными испытаний образцов большинства материалов. Доказано, что несомненной является актуальность регулярных статистических исследований прочности материалов при сочетании с постоянным пересмотром норм проектирования. Получены обобщенные данные о статистических параметрах прочности бетона, каменной кладки, древесины за период с 40-годов XX столетия до настоящего времени. Содержанием статьи является упорядоченный обзор и анализ публикаций ведущих научно-технических журналов: «Промышленное и гражданское строительство» (ранее «Строительная промышленность» и «Промышленное строительство»), «Промышленное строительство и инженерные сооружения», «Строительная механика и расчет сооружений», «Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура», «Строительные материалы», «Бетон и железобетон», «Бетон и железобетон в Украине», «Лесной журнал» и др. Приведены итоги многолетней эволюции нормирования расчета железобетонных конструкций за 1970–1880 годы и применения к нему вероятностного метода. Рассмотрены статистические результаты исследования прочности строительных растворов и кирпича (обыкновенного глиняного), которые были получены в 1980–1985 годы на основании данных строительных лабораторий г. Москвы и Московской области. Представленные в статье данные предназначены для использования в числовых расчетах надежности конструкций. Кроме того, выполнен анализ тенденций изменений норм проектирования в части обеспечения нормативных и расчетных сопротивлений материалов и привлечения с этой целью статистических данных исследований.

Ключевые слова: прочность бетона, прочность каменной кладки, прочность древесины, нормативное сопротивление, расчетное сопротивление, коэффициент однородности.

Statistical characteristics of strength of construction materials

S. Pichugin, Dr. Sc. (Eng.)

National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic», Ukraine

Abstract. The systematized review of works on a problem of the statistical description of mechanical characteristics of building construction materials is executed. The main attention is paid to the strength of materials as a key parameter of the bearing capacity of building structures; therefore, an objective assessment of the strength of materials is of great importance for ensuring and calculating the reliability of structures and the proper justification of design standards. The tensile strength and other mechanical characteristics of modern materials have a statistical spread, which is described in most cases by the normal probability law that has been repeatedly confirmed by data for test samples of most materials. It has been proven that the relevance of regular statistical studies of the strength of materials, combined with a constant revision of design standards, is undoubted. The generalized information is received concerning statistical strength parameters of concrete, masonry, wood for the period since 40th years of the XX century to the present time. The data presented in the article are intended for use in numerical calculations of structural reliability. The content of the article is a systematized review and analysis of publications in leading scientific and technical journals: «Промышленное и гражданское строительство» (Industrial and Civil Construction) (formerly «Строительная промышленность» (Construction Industry) and «Промышленное строительство» (Industrial Construction)), «Промышленное строительство и инженерные сооружения» (Industrial Construction and Engineering Structures), «Строительная механика и расчет сооружений» (Construction Mechanics and Calculation of Structures), «Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура» (Proceedings of Higher Educational Institutions. Construction and Architecture), «Строительные материалы» (Building Materials), «Бетон и железобетон» (Concrete and Reinforced Concrete), «Бетон и железобетон в Украине» (Concrete and Reinforced Concrete in Ukraine) «Лесной журнал» (Forest Journal) etc. The results of the long-term evolution of the calculation standardization for reinforced concrete structures in 1970-1880 and the probability method application to it are presented. The article considers the statistical study results for strength of mortars and bricks (ordinary clay), which were obtained in 1980-1985 on the basis of data from construction laboratories in Moscow and the Moscow region. The data presented in the article are intended for use in numerical calculations of structural reliability. In addition, the evolution of design standards for structures is analyzed in the sense of justification of normative and design resistances and the involvement of experimental statistics.

Key words: concrete strength, masonry strength, wood strength, characteristic resistance, design resistance, uniformity coefficient.

Надійшла до редколегії 18.12.2020 р.

УДК 691.328.43+624.042.8

Порівняння властивостей металевої та склопластикової арматури для дорожнього будівництва

[1]**Гамеляк І. П.,** д-р техн. наук, [2]**Тимошенко О. В.,** канд. техн. наук,
[1]**Кулак В. В.**

[1]Національний транспортний університет, Україна
[2]Національний технічний університет «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», Україна

Анотація. Сьогодні щодалі частіше постає питання довговічності та надійності інженерних конструкцій, які будують як для пересування, так і для проживання. Збільшення безвідмовного терміну експлуатації конструкції фактично зменшує її собівартість за рахунок зниження обсягів робіт із відновлення її стану до відповідного для експлуатації. Питання стосовно безвідмовності споруд, що працюють в агресивному середовищі або зі значними динамічними навантаженнями, таких як автомобільні дороги, аеродроми, мостові споруди, шляхопроводи та тунелі, стоїть особливо гостро, адже це споруди, які будують із розрахунку на десятки років уперед, і руйнування таких конструкцій впливає як на безпеку життя людини, так і на економіку країни загалом. Одним із методів підвищення показників надійності є використання сучасних матеріалів, а саме, композитів. Композитна арматура щодалі частіше замінює металеві аналоги, це пов'язано з підвищенням довговічності та певними специфічними умовами використання армобетону, а також зі зменшенням маси готової конструкції. Тому виникає необхідність дослідити роботу композитних матеріалів у різних умовах, а також визначити розрахункові та характеристичні значення як щойно виготовлених зразків, так і витриманих у кислотному та лужному середовищі, що імітує роботу армобетону протягом тривалого часу в агресивних середовищах. Потрібно провести порівняння основних фізико-механічних властивостей металевої та склопластикової арматури за результатами випробувань на розтяг, визначення модуля пружності, міцності на згин, визначення варіації маси; визначити коефіцієнт варіації на основі отриманих даних за різними методами обрахунку та порівняти їх для визначення оптимального; провести аналіз наукових робіт інших авторів та порівняти з отриманими результатами під час випробувань; надати рекомендацію стосовно використання композитної арматури.

Ключові слова: кислотостійкість, композитна склопластикова арматура, лугостійкість, металева арматура.

Залізобетонні конструкції є найбільш поширеними в промисловому та цивільному будівництві. Сталева арматура завдяки здатності сприймати великі, порівняно з бетоном, розтягувальні зусилля стала основною частиною залізобетонних конструкцій.

Бетон, зі свого боку, сприймає стискальні навантаження на конструкцію та забезпечує насамперед довготривале збереження арматури в умовах впливу агресивного навколишнього середовища. Це одна з необхідних умов нормальної роботи, довговічності та надійності залізобетонних конструкцій. Усі інші види захисту і підвищення корозійної стійкості арматури в бетоні є

менш надійними, вони пов'язані з подорожчанням конструкції і тому малоефективні.

Однак, не кожний бетон забезпечує первісну і тим більше тривалу збереженість арматури. Наукові дослідження та багаторічний досвід використання залізобетону показали, що стійкість бетону та його здатність захищати арматуру не завжди є достатніми. Сучасні методи захисту арматури (уведення інгібіторів корозії металу в бетонну суміш) та підвищення щільності бетону залізобетонних конструкцій шляхом уведення поверхнево-активних речовин у бетонну суміш або нанесення на поверхню бетону ізоляційних матеріалів не завжди гарантують збереження механічних властивостей арматури.

У сучасній світовій практиці поряд із традиційною металевою арматурою щодалі ширшого застосування набуває неметалева арматура, яку застосовують у конструкціях, що експлуатуються в умовах агресивного середовища. Крім того, зростання вартості енергоносіїв в Україні суттєво впливає на видобуток залізної руди, логістику, флотацію, виплавку сталі, тому вартість металевої арматури постійно зростає.

Стрімкий розвиток у напрямку заміни металевої арматури на більш міцні та стійкі до впливу навколишнього середовища матеріали призвів до застосування базальтових, пластикових, скляних, арамідних, вуглецевих волокон і композитів на їх основі з подальшим комбінуванням для отримання новітніх матеріалів.

Одним із найбільш перспективних будівельних матеріалів є використання скло- та базальтової арматури в будівництві, що набирає обертів через її високу міцність, економічність, стійкість до корозії, діелектричні властивості, відсутність перешкод для роботи радіопристроїв, гнучкість порівняно зі сталевою арматурою. До інших переваг належить: зберігання в сирих місцях без втрати якості, коефіцієнт розширення такий самий, як і у бетоні, низька теплопровідність, відсутній ефект «містків холоду», застосування сталевої арматури із меншим діаметром без втрати міцності, будь-яка будівельна довжина.

Світовий досвід використання базальтової арматури описано в багатьох збірниках і в рекомендаціях щодо проектування та конструювання в США, Канаді, Японії, Європі [1].

В останні роки в Україні також проводять дослідження з розроблення та впровадження скло- та базальтопластикової арматури в будівельній галузі [3, 4]. Тому проведення наукової роботи з дослідження фізико-механічних властивостей базальтової арматури та її ефективності застосування в будівництві є перспективним.

І. Випробування металевої арматури

Для випробування металевої арматури було відібрано зразки відповідно до ГОСТ 12004. Зразки відібрано в кількості 370 шт. діаметром від 6 мм до 28 мм та за класом арматури А240С та А500С.

Дослідження розділено на декілька основних етапів:

1. Визначення фактичного діаметра арматури та порівняння його з даними згідно з ГОСТ 12004 та ДСТУ 3760:2006 (ISO 6935-2:1991, NEQ).
2. Визначення фактичної маси арматури та порівняння маси за ГОСТ 12004.
3. Визначення міцності на розтяг та відповідність міцності до ГОСТ 12004 та ДСТУ 3760:2006 (ISO 6935-2:1991, NEQ) за прийняття до розрахунку діаметра, визначеного під час випробувань.

Визначення фактичних характеристик металевої арматури

Для визначення фактичного діаметра проводилося вимірювання в трьох контрольних точках на стрижні арматури та розраховувався середній вимір, який приймався за діаметр стрижня.

Для визначення маси було відібрано зразки довжиною 1 м, їх зважували та обраховували їх відхилення від значення, наведеного в ГОСТ 12004.

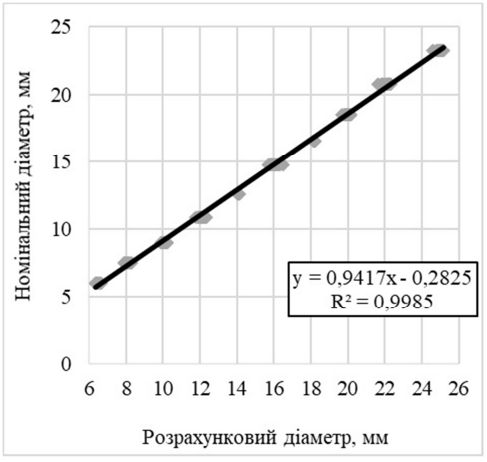


Рис. 1. Зіставлення розрахункового та фактичного діаметра металевої арматури для арматури класів А240С та А500С

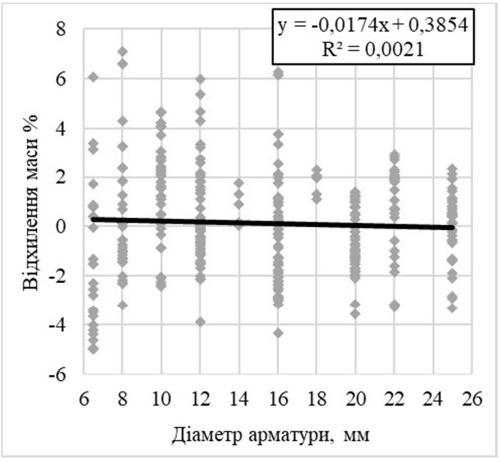


Рис. 2. Відхилення маси за ДСТУ 3760 зразків металевої арматури для арматури класів А240С та А500С

Аналіз рис. 2 вказує на те, що відхилення маси зразків арматури для діаметра від 6 мм до 8 мм становить ±6%, що є меншим за вимоги ДСТУ 3760, де встановлено допуск 8 %, для діаметрів від 10 мм до 14 мм – від +5 % до –4 %,

що знаходиться в межах допусків норм від +5 % до –6 %, та від 18 мм до 25 мм – від +3,5 % до –4 % що також у межах норм, згідно з якими встановлено допуск ±4,5 %. Єдиним відхиленням є діаметр 16 мм, за якого фактичне відхилення становить від +6 % до –4,2 %, за умов допуску ±4,5 %.

Різниця в розрахунковому та номінальному діаметрах призводить до різниці в перерахунку міцності на розтяг в МПа, що, зі свого боку, впливає на точність розрахунку фактичної міцності конструкції та достовірність розрахунку коефіцієнта надійності дорожнього покриття надалі.

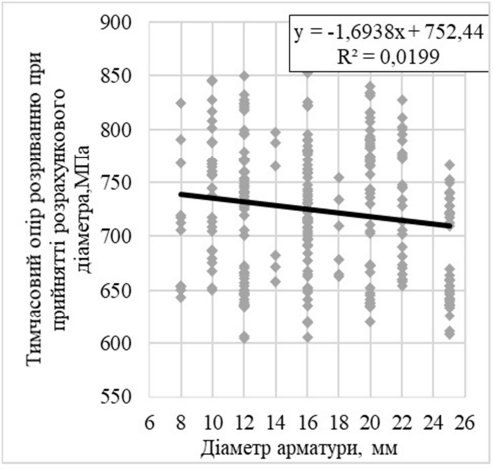


Рис. 3. Зусилля за умов розриву в разі прийняття розрахункового діаметра для арматури класу А500С

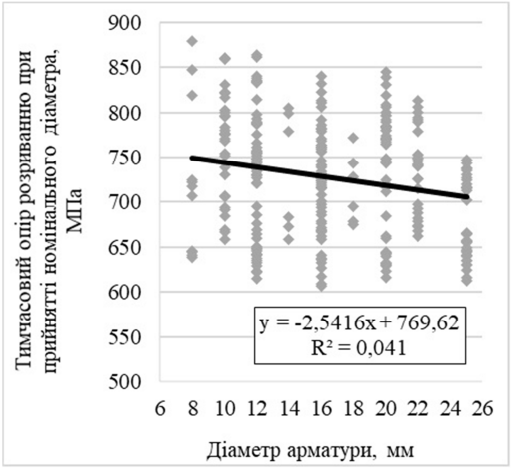


Рис. 4. Зусилля за умов розриву в разі прийняття діаметра арматури відповідно до ДСТУ 3760 для арматури класу А500С



Рис. 5. Випробування металевої арматури для визначення зусилля розриву за умов розтягу

Під час порівняння зрозуміло, що зусилля за умов розриву, у МПа, фактично нижчі на ділянці діаметра арматури від 6 мм до 18 мм, ніж у разі розрахунку відповідно до ГОСТ 12004. Максимальна різниця в міцності становить 7,1 % у разі перерахунку арматури діаметром 8 мм.

Аналіз рисунків 3 та 4 вказує на те, що зусилля за умов розриву металевої арматури падає зі збільшенням діаметра у разі прийняття як його номінального, так і розрахункового значення.

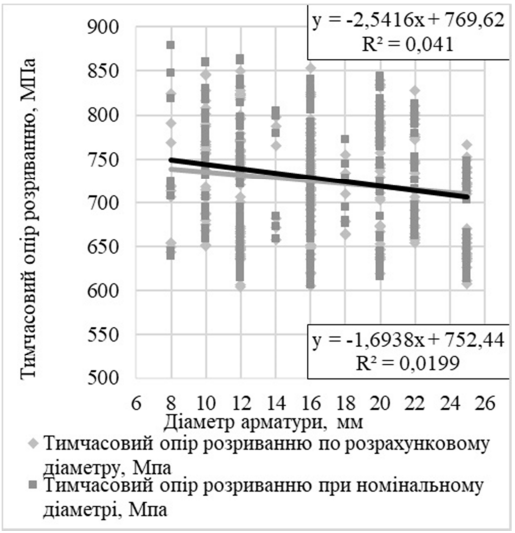


Рис. 6. Порівняння зусилля за умов розриву залежно від прийнятого діаметра для арматури класу А500С

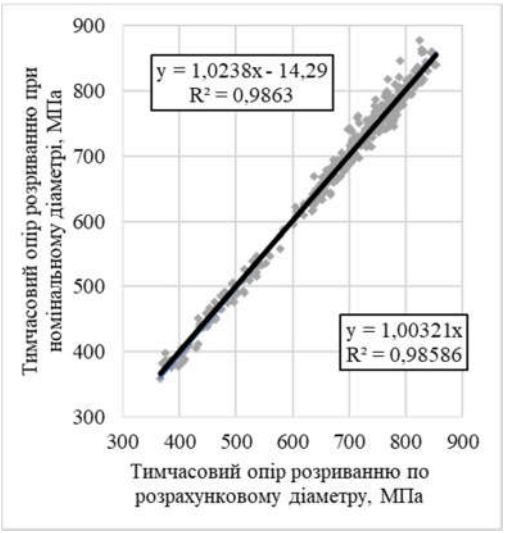


Рис. 7. Порівняння тимчасового опору розриванню

Величину розрахункового опору сталі визначають за формулою:

$$R_y = M - \alpha \cdot S, \tag{1}$$

де M та S – середнє значення й стандарт межі текучості сталі, α – толерантна межа, що враховує обсяг вибірки показника міцності та необхідну забезпеченість розрахункового опору. Значення α приймають за таблицею з п. 7.4.8 ДБН В.1.2-14 [1] та за додатком 4 ДБН 362 [2].

N =	5	10	15	20	30	50
α =	4,21	2,91	2,57	2,40	2,22	2,06

Для визначення розрахункового значення міцності сталевої арматури f_p приймають згідно з Єврокодом. Характеристичне значення міцності сталевої арматури f_c за умов нормального закону розподілу визначають за формулою (1) за умов, що α=1,64.

Таблиця 1

Визначення розрахункового та характеристичного значень зусилля розриву за розтягу металевої арматури

Діаметр арматури, мм	Середнє арифметичне значення, МПа	Стандарт. квадрат. відхилення, МПа	Коефіцієнт варіації, %	Розрахункове значення, МПа	Характеристичне значення, МПа	Розрахункове значення, МПа, за ДБН В.1.2-14
8	713	61,1	8,57	612	523	535
10	747	54,8	7,34	657	577	634
12	728	62,0	8,52	626	535	600
14	727	63,1	8,68	624	531	493
16	724	52,3	7,23	638	562	616
18	701	38,0	5,43	638	583	560
20	744	64,9	8,72	638	543	610

II. Визначення механічних властивостей композитної арматури

Дослідження було розділено на декілька основних етапів:

1. Визначення маси контрольних зразків.
2. Визначення фактичного діаметра контрольних зразків.
3. Визначення зусилля за розриву в нормальних умовах.
4. Визначення зусилля за розриву в лужних умовах.
5. Визначення зусилля за згину в нормальних умовах.
6. Визначення зусилля за згину в лужних умовах.

Для випробування фізико-механічних властивостей підготовлено зразки та випробувано відповідно до ДСТУ 9065:2021, ДСТУ ISO 10406-1:2021.

Під час випробувань склопластикової арматури виявлено зменшення щільності зі збільшенням діаметра контрольних зразків понад 10 мм (рис. 8).

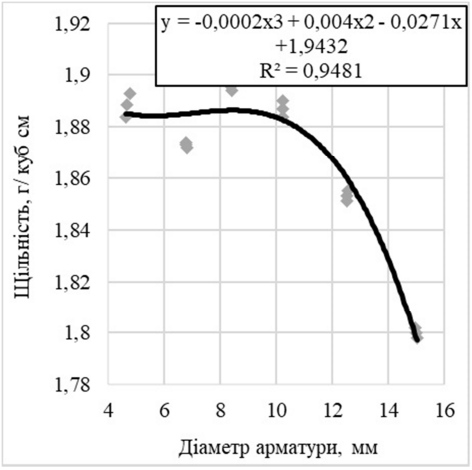


Рис. 8. Зміна щільності арматури залежно від фактичного діаметра композитної арматури

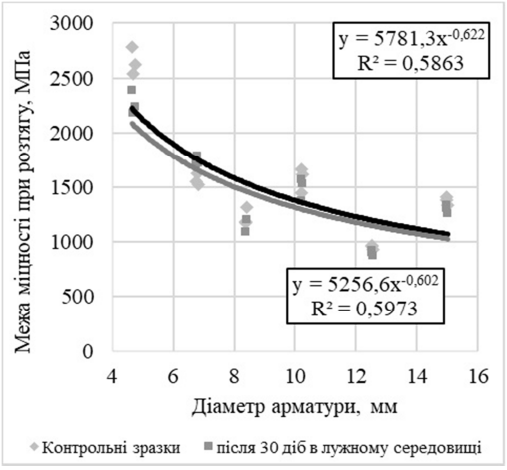


Рис. 9. Порівняння зусилля за розриву композитної арматури для контрольних зразків та зразків після 30 діб витримування в лужному середовищі

Змінення зусилля за розриву контрольних зразків, залежно від фактичного діаметра композитної арматури, в порівнянні з властивостями зразків після 30 діб витримування в лужному середовищі, наведено на рис. 9.



Рис. 10. Випробування склопластикової арматури для визначення зусилля розриву за умов розтягу

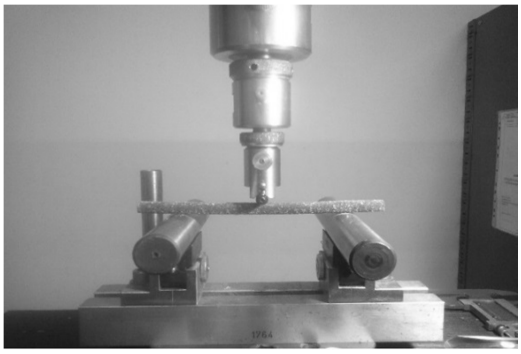


Рис. 11. Випробування склопластикової арматури для визначення межі міцності за умов згину

Відносна гранична деформація досліджуваних зразків у нормальних умовах зменшується від 3,5 % до 2,0 % (рис. 12), у всьому діапазоні зразки працюють у пружній стадії.

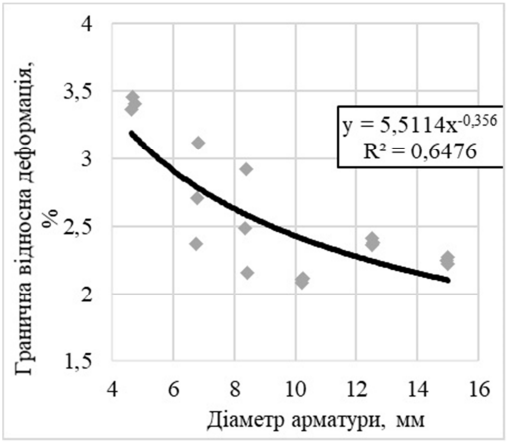


Рис. 12. Відносна гранична деформація досліджуваних зразків у нормальних умовах

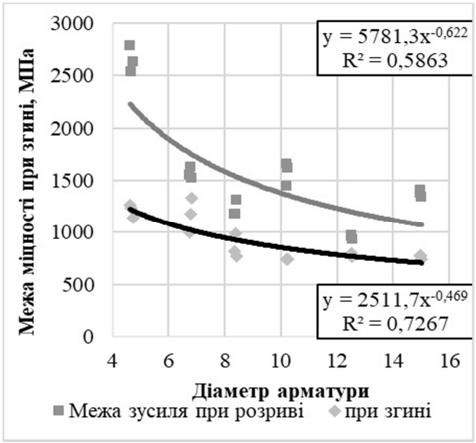


Рис.13. Порівняння межі міцності за умов розтягу та згину композитної арматури

Аналіз рис. 13 вказує на те, що зусилля за умов розриву та зусилля за умов згину на одиницю площі зменшується у разі збільшення діаметра контрольного зразка. Результати випробування для визначення розрахункового та характеристичного значень зусилля розриву за умов розтягу композитної арматури наведено на рисунках 11–13 та в таблиці 2.

Таблиця 2

Визначення розрахункового та характеристичного значень зусилля розриву за умов розтягу композитної арматури

Діаметр арматури, мм	Середнє арифм. значення, МПа	Стандарт. квадрат. відхилення, Н/мм^2	Коефіцієнт варіації, %	Розрахункове значення, МПа	Характеристичне значення, МПа	Розрахункове значення, МПа, за ДБН В.1.2-14
4	2650	126,6	4,77	2443	2258	2117
6	1566	55,1	3,51	1476	1396	1334
8	1225	79,2	6,46	1095	979	891
10	1577	111,1	7,04	1395	1233	1109
12	952	16,5	1,73	9256	901	883
14	1377	36,6	2,66	1317	1264	1223

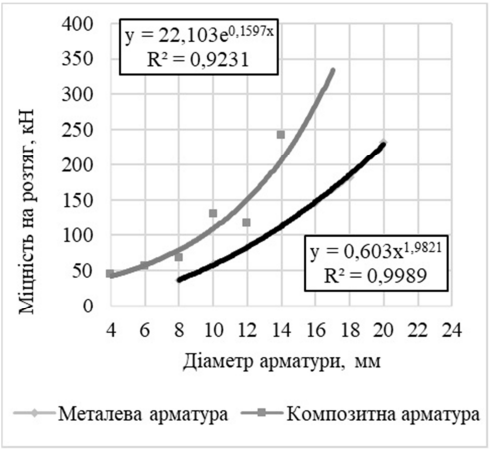


Рис. 14. Порівняння зусилля за умов розриву композитної та металевої арматури, в кілоньютонах

Висновок

Під час дослідження виявлено, що композитна арматура має значно вищу міцність на одиницю площі, порівняно з металевою, та протистоїть лужній корозії, що особливо важливо у разі використання її для основного несного каркасу під час будівництва бетонних покриттів.

Межа міцності на згин більше 700 МПа та міцності на розтяг більше ніж 900…1000 МПа, разом зі стійкістю до корозії, уможливлює використання композитної арматури в конструкційних швах розширення, які менш захищені від впливу агресивного середовища, та запобігає втраті її основної функції протягом тривалого часу, на відміну від металевої. Низька відносна гранична деформація композитної арматури призводить до збільшення робочої площі покриття, яке сприймає навантаження, але, з іншого боку, не має візуально передбачуваної точки руйнації, на відмінну від металевої, яка значно деформується під навантаженнями перед остаточною втратою міцності та подальшою руйнацією конструкції.

Важливою перевагою є стійкість до корозії у разі застосування арматури в бетонних конструкція, що забезпечує додатковий захист конструкції від передчасного руйнування та підвищує точність прогнозування міцності та надійності роботи конструкції загалом.

Значно повільніше зниження міцності композитної арматури в лужному середовищі забезпечує суттєво триваліший термін її роботи на розтяг, що є основним показником для розрахунку бетонних дорожніх та аеродромних

покриттів, та має значно менший вплив на міцність у разі руйнування бетонного покриття з оголенням основних несних стрижнів арматури.

Рекомендовано використання склопластикової арматури в дорожніх конструкціях, що працюють на згин на пружній основі (плити покриття дорожнього та аеродромного одягу, дорожній одяг на мостах тощо).

Література

[1] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд : ДБН В.1.2-14:2018. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 13 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).

[2] Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації : ДБН 362-92. – Офіц. вид. – К. : Державний комітет України в справах архітектури, будівництва та охорони історичного середовища, 1995. – 48 с. – (Державні будівельні норми України).

[3] Арматура композитна для армування бетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 9065:2021. – Офіц. вид. – К. : УкрНДНЦ, 2021. – 26 с. – (Національний стандарт України).

[4] Арматура композитна. Методи випробування. Частина 1. Стрижні та решітки : ДСТУ ISO 10406-1:2021 (ISO 10406-1:2015, IDT) – Офіц. вид. – К. : УкрНДНЦ, 2021. – 36 с. – (Національний стандарт України).

[5] Cosenza E. International Workshop : proceedings (Capri, Italy) / E. Cosenza, G. Manfredi, A. Nanni. – 2001. – 277 p.

Сравнение свойств металлической и стеклопластиковой арматуры для дорожного строительства

[1]**Гамеляк И. П.**, д-р техн. наук, [2]**Тимошенко А. В.**, канд. техн. наук, [1]**Кулак В. В.**

[1]Национальный транспортный университет, Украина
[2]Национальний технический университет «Киевский политехнический институт имени Игоря Сикорского», Украина

Аннотация. Сегодня все чаще возникает проблема долговечности и надежности инженерных конструкций, которые строятся как для передвижения, так и для проживания. Увеличение срока безотказной эксплуатации конструкции фактически уменьшает ее себестоимость за счет снижения объемов работ по восстановлению ее состояния до соответствующего для эксплуатации. Вопрос о безотказности сооружений, работающих в агрессивной среде или со значительными динамическими нагрузками, таких как автомобильные дороги, аэродромы, мостовые сооружения, путепроводы и тоннели, стоит особенно остро, ведь эти сооружения строятся с расчетом на десятки лет вперед, и разрушение таких конструкций влияет как на безопасность жизни человека,

так и на экономику страны в целом. Одним из методов повышения показателей надежности является использование современных материалов, а именно, композитов. Композитная арматура все чаще заменяет металлические аналоги, это связано с повышением долговечности и определенными специфическими условиями использования армобетона, а также с уменьшением массы готовой конструкции. Поэтому возникает необходимость исследовать работу композитных материалов в различных условиях, а также определить расчетные и характеристические значения как свежеизготовленных образцов, так и выдержанных в кислотном и щелочной среде, имитирующей работу армобетона в течение длительного времени в агрессивных средах. Необходимо провести сравнение основных физико-механических свойств металлической и стеклопластиковой арматуры по результатам испытаний на растяжение, определение модуля упругости, прочности на изгиб, определение вариации массы; нужно определить коэффициент вариации на основе полученных данных по различным методам расчета и сравнить их для определения оптимального; провести анализ научных работ других авторов и сравнить с результатами, полученными во время испытаний; предоставить рекомендации по использованию композитной арматуры.

Ключевые слова: кислотостойкость, композитная стеклопластиковая арматура, щелочестойкость, металлическая арматура.

Comparison of Properties of Metal and Fiberglass Reinforcement for Road Construction

[1]**I. Hamelyak**, Dr. Sc. (Eng.), [2]**O. Tymoshenko**, Cand. Sc. (Eng.), [1]**V. Kulak**

[1]National Transport University, Ukraine
[2]National Technical University «Igor Sikorsky Kyiv Polytechnic Institute», Ukraine

Abstract. Today there is an increasing question of durability and reliability of engineering structures built for both movement and life. Increasing the failure-free life of the structure actually reduces its cost by reducing the number of works to restore its condition to suitable one for operation. The question of the reliability of structures operating in aggressive environments or with significant dynamic loads, such as roads, airfields, bridges, overpasses and tunnels, is particularly acute, as these are structures built for decades to come, and the destruction of such structures affects both the safety of human life and the country's economy as a whole. One of the methods to increase reliability is the use of modern materials, namely composites. Composite reinforcement is increasingly replacing metal counterparts; this is due to increased durability and certain specific conditions of use of reinforced concrete, as well as reducing the weight of the finished structure. Therefore, there is a need to investigate the operation of composite materials in different conditions, as well as to determine the calculated and characteristic values of both freshly made samples and aged in acidic and alkaline environment, simulating the work of reinforced concrete for a long time in aggressive environments. It is necessary to compare the main physical and mechanical properties of metal and fiberglass reinforcement according to the results of tensile tests, determine the modulus of elasticity, bending strength, the variation of mass; to determine the coefficient of variation on the basis of the obtained data by different calculation methods and compare them to determine the optimal one; to analyze the scientific works of other authors and compare with the results obtained during the tests; to provide advice on the use of composite reinforcement.

Key words: acid resistance, composite fiberglass reinforcement, alkali resistance, metal reinforcement.

Надійшла до редколегії 18.12.2020 р.

УДК 624.04

Підвищення культури проєктування будівельних металевих конструкцій

Гордеєв В. М., д-р техн. наук

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

Анотація. Стаття присвячена інформації про розробку нового державного стандарту України «Конструкції сталеві будівельні. Настанова з оцінювання якості конструктивних рішень». Після короткого вступу про технічне регулювання у будівництві розглянуто стан проєктування металевих конструкцій в Україні, його позитивні й негативні сторони. З метою підвищення культури проєктування будівельних металевих конструкцій запропоновано розробити стандарт, який визначатиме набір якісних і кількісних показників, що багатосторонньо характеризують технічний і економічний рівень проєкту КМ. Серед них показники середньозваженого використання несної здатності елементів конструкції, середній рівень міцності сталі, частка вітчизняного прокату у загальних витратах металу, питомі показники цих витрат. Розглянуто декілька варіантів застосування стандарту. Перевагу надано варіанту, в якому показники якості визначають автори проєкту КМ у процесі його розроблення. Зроблено висновок про придатність стандарту для комп'ютерної системи підтримки прийняття рішень.
Описано процедуру оцінювання якості конструктивних рішень металевих конструкцій на основі проєкту КМ, хоча цей стандарт і не встановлює конкретної мети оцінювання якості конструктивних рішень на основі зазначеного проєкту. Звіт з оцінювання якості конструктивних рішень може бути використаний для їх факультативного оцінювання за альтернативними критеріями, оскільки він містить у собі великий набір якісних і кількісних характеристик, що дає можливість спеціалісту виконати факультативне оцінювання. Склад інформації, обумовлений цим стандартом, і рекомендації для її визначення можуть бути використані не тільки для оцінювання якості конструктивних рішень на основі конкретних проєктів КМ, але і для розробки комп'ютерної системи підтримки прийняття рішень.

Ключові слова: конструкції сталеві будівельні, проєкт КМ, якість конструктивних рішень, державний стандарт України, коефіцієнт використання.

Вступ

Технічне регулювання у будівництві налічує декілька тисячоліть. Відомо, що параграф 228 зведення законів Хаммурапі (Вавілон, 18 століття до н. е.) містить таке твердження: «Якщо будівельник побудує будинок для господаря, і його будівля не буде міцною, обвалиться і стане причиною смерті господаря будинку, цей будівельник має бути засуджений до смерті» [1].

Зараз будівельну діяльність в Україні регламентовано Державними будівельними нормами (ДБН) та Державними стандартами України (ДСТУ) [2]. Будівельні норми – це документ технічного характеру, що встановлює мінімальні вимоги до об'єкта будівельної діяльності, обов'язкові для виконання. Стандарт – це технічний документ, схвалений визнаною організацією, який встановлює для загального та багаторазового застосування певні правила та вказівки. Дотримання стандартів є добровільним (не обов'язковим).

Правильно побудована система норм та стандартів позитивно впливає на культуру проєктування і сприяє створенню будівельних об'єктів, безпечних для життя і здоров'я людей, та формуванню і підтриманню протягом тривалого часу сталого ресурсозберігального навколишнього середовища. Основні завдання нормування та стандартизації у сфері будівництва в Україні [2] полягають у тому, щоб забезпечити:

— надійність та безпеку об'єктів будівництва;

— дотримання вимог щодо якості будівельної продукції, процесів або послуг на основі впровадження досягнень науки, техніки, нових технологій та потреб споживачів;

— впровадження нових технологій у системи проєктування;

— дотримання вимог щодо раціонального використання природних, енергетичних, трудових ресурсів;

— дотримання вимог щодо охорони довкілля;

— деякі інші потреби.

Стан проєктування металевих конструкцій

Норми та стандарти проєктування будівельних металевих конструкцій [3–9] орієнтовані, в основному, на технічні питання, які пов'язані з надійністю та безпекою об'єктів будівництва. З появою ДБН «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» [10] полегшено впровадження у проєктування металевих конструкцій досягнень науки, техніки і нових технологій. Проте дотримання вимог щодо раціонального використання природних, енергетичних, трудових ресурсів або охорони довкілля відбувається факультативно і без належного контролю.

Тривалий час будівельні норми містили в собі поряд з вимогами міцності, стійкості або жорсткості конструкцій вимоги щодо недопущення великих запасів. Так у нормах проектування сталевих конструкцій [11], які діяли в Україні до 2011 року, була вимога, що обмежувала відносне недонапруження поперечних перерізів рівнем 5 %. У наступних нормах цю вимогу було усунуто, оскільки її трактували не як ресурсозберігальну, а як економічну.

Сьогодні культура проєктування сталевих конструкцій не досить висока. Замовники проєктів з метою заощадження коштів шукають дешевого проєктувальника і знаходять його, здебільшого, серед малокваліфікованих. Як результат, з'являються робочі креслення, з якими потім мають клопіт заводчани і монтажники, а, в гіршому випадку, конструкція виявляється непридатною до використання. Більш кваліфіковані проєктувальники працюють за принципом «які гроші – такий товар» і видають спрощені конструктивні рішення з великими запасами. Питання щодо економічності проєкту, раціонального

використання природних, енергетичних, трудових ресурсів, охорони довкілля тощо залишаються поза увагою.

Потреба в новому стандарті

З метою підвищення культури й акуратності проєктування металевих конструкцій Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського за підтримки Українського центру сталевого будівництва розробив першу редакцію державного стандарту України «Конструкції сталеві будівельні. Настанова з оцінювання якості конструктивних рішень». Цей документ визначає стандартизований набір показників, які багатосторонньо характеризують якість конструктивних рішень запроєктованих будівельних металевих конструкцій і мають бути надані замовнику додатково до робочих креслень марки КМ (надалі – проєкт КМ) або до іншої подібної проєктної документації за додаткові кошти. Стандартизований набір показників може конкретизувати явні та розкрити приховані характеристики якості конструктивних рішень і дозволити замовнику, підряднику, виготовлювачу, монтажнику або іншим зацікавленим особам оцінити проєкт зі своєї точки зору.

Автори стандарту бачать принаймні три шляхи його використання.

1. Незалежне оцінювання проєкту КМ. У цьому випадку зацікавлена сторона (забудовник, підрядник або хтось інший) замовляє сторонньому експертові оцінювання якості проєкту КМ і надає йому для цього креслення марки КМ, розрахунки та інформацію про проєктну організацію, де виконано проєкт. Тоді цей експерт, користуючись стандартом як настановою до виконання експертизи, визначає якісні та кількісні показники проєкту КМ і на їхній основі оцінює конструктивні рішення.

2. Авторське оцінювання проєкту КМ. У цьому випадку замовник проєкту КМ доручає проєктувальнику за додаткову плату додатково до проєкту КМ надати інформацію про конструктивні рішення відповідно до даного стандарту. Ця інформація сприяє самоконтролю виконавця і є основою для оцінювання якості конструктивних рішень замовником.

3. Підтвердження ефективності доопрацювання проєкту КМ. Використовується для отримання стандартизованих звітних матеріалів у разі коригування проєкту КМ з метою його покращення і у випадку, коли замовник хоче отримати більш ефективний проєкт поглибленого опрацювання за додаткові кошти.

Стандарт рекомендує авторське визначення показників якості. Тоді трудомісткість виконання цієї роботи буде мінімальною, а користь від її виконання – максимальною. Авторське визначення стандартизованого набору показників має ряд переваг. У першу чергу, автори проєкту добре знають організацію, де вони працюють, і у них немає потреби її вивчати. Вони також

знають завдання на проєктування, всі деталі проєктування і всі конструктивні рішення. Важливим є і те, що кількісні показники якості конструктивних рішень базуються на аналізі специфікації металопрокату. Якщо заздалегідь знати номенклатуру цих показників, то, складаючи специфікацію, можна за одним заходом отримати потрібні показники.

Користь від авторського виконання цієї роботи полягає в тому, що надати показники, які негативно характеризують власний проєкт, не хочеться, і тому виникає додатковий стимул, щоб конструкцію було запроєктовано якісно. Тим більше, для надання показників сплачують додаткові кошти. Частину з них можна використати для більш детального пророблення проєкту. І, нарешті, можна відразу усунути помічені недоліки, не витрачаючи додаткового часу. Таким чином, авторське виконання можна розглядати як механізм самоконтролю і саморегулювання.

Цю ідею можна розвинути далі. Відомо, що заощаджувати кошти треба не на проєктних роботах, а на будівельному об’єкті. Є сенс переплатити проєктувальнику, але отримати від нього хороший, ретельно виконаний проєкт. Адже зайва гривня, вкладена у проєкт, за сприятливих обставин на 20–30 гривень зменшує вартість запроєктованого об’єкта. Якщо проєктувальнику поставити завдання за додаткові кошти розробити проєкт підвищеної якості, то його звіт, виконаний відповідно до стандарту, дозволить оцінити конструктивні рішення цього проєкту.

Ознайомимося більш детально з першою редакцією стандарту.

Основні положення стандарту

Стандарт призначений для оцінювання якості конструктивних рішень сталевих будівельних конструкцій на основі проєктів КМ для будинків, споруд та об’єктів інженерно-транспортної інфраструктури, де форму та розміри поперечних перерізів конструкційних елементів визначають розрахунковим шляхом, або на основі технічної документації, відмінної від проєктів КМ, якщо ця документація має у своєму складі розрахунки для визначення поперечних перерізів конструкційних елементів, відомість елементів та специфікацію металопрокату.

В основу оцінювання покладено інтерактивний принцип, у відповідності до якого якість конструктивних рішень визначає людина (особа, яка приймає рішення, або експерт), користуючись інформацією, встановленою стандартом.

За результатами оцінювання можуть бути надані рекомендації щодо перегляду виду прокату, поперечних перерізів, товщин, виду та міцності сталі для елементів сталевих конструкцій. Конструктивна схема і розміри будинку, споруди чи об’єкта інженерно-транспортної інфраструктури перегляду не підлягають.

Стандарт установлює такий склад інформації, яку надають для оцінювання якості конструктивних рішень на основі проєкту КМ:

— якісні характеристики;

— кількісні характеристики;

— додаткові витрати металу;

— питомі показники витрат металу.

Ця інформація має міститися у звіті з оцінювання якості конструктивних рішень розглядуваного проєкту КМ.

Якісні характеристики

Якісні характеристики визначають на основі загальних даних про автора проєкту КМ, про замовника, про об'єкт будівництва та шляхом вивчення і аналізу безпосередньо проєкту КМ. Їх наводять у звіті описово за чотирма розділами.

Розділ 1. Принципові конструктивні рішення.

У цьому розділі має бути висвітлено:

— принципові конструктивні рішення і їхня відповідність призначенню;

— вжиті заходи щодо покращення конструктивних рішень (варіантне проєктування, використання оптимізаційних методів тощо);

— ступінь уніфікації елементів конструкції та її деталей;

— врахування у проєкті КМ технології виготовлення конструкцій;

— врахування у проєкті КМ методу транспортування конструкцій;

— врахування у проєкті КМ методу монтажу конструкцій;

— врахування у проєкті КМ захисту конструкцій від корозії;

— врахування у проєкті КМ вогнезахисту конструкцій;

— врахування у проєкті КМ архітектурно-планувальних рішень та технологічного призначення будівлі;

— врахування концепції сталого розвитку, адаптивності, можливості реконструкції, мобільності;

— інші питання стосовно принципових конструктивних рішень.

Розділ 2. Автоматизація розрахунків.

У цьому розділі потрібно описати:

— програмне забезпечення, яке використовували для виконання механічних розрахунків;

— вид розрахункової схеми;

— типи елементів розрахункової схеми;

— ступінь деталізації металевої конструкції та кількісні характеристики розрахункової схеми;

— програмне забезпечення для перевіряння міцності, стійкості та експлуатаційної придатності елементів металевої конструкції;

— інші питання стосовно автоматизації розрахунків.

Розділ 3. Автоматизація конструювання.

У цьому розділі потрібно описати:

— програмне забезпечення, яке використовують для підбирання поперечних перерізів або товщин елементів та деталей металевих конструкцій (зокрема, з урахуванням геометричної та фізичної нелінійності);

— програмне забезпечення, яке використовують для автоматизації конструювання;

— програмне забезпечення, яке використовують для виготовлення креслень;

— ступінь застосування 3D-технологій та BIM-технологій;

— інші питання стосовно автоматизації конструювання.

Розділ 4. Система управління якістю.

У цьому розділі потрібно описати:

— систему та організацію перевіряння розрахунків та креслень;

— систему довгострокового зберігання креслень і розрахунків;

— систему управління якістю проєктування;

— інші питання стосовно системи управління якістю.

Кількісні характеристики

Для оцінювання конструктивних рішень стандарт передбачає визначення та використання таких кількісних характеристик:

— маси металу за проектом, M;

— частки металу вітчизняного виробника, D;

— середньозваженої міцності металу, R;

— середньозваженого коефіцієнта використання без урахування надбавок на уніфікацію, K;

— середньозваженого коефіцієнта використання з урахуванням надбавок на уніфікацію, Ku.

У завданні на виконання оцінювання якості конструктивних рішень може бути визначено додаткові кількісні характеристики, наприклад, приєднана використана енергія, приєднані викиди вуглецю тощо.

Кількісні характеристики визначають на основі комплекту креслень, відомості елементів, специфікації металопрокату, механічних розрахунків конструкцій, розрахунків несної здатності та експлуатаційної придатності елементів металевих конструкцій та їх деталей, а також за використання номенклатури вітчизняного виробництва металопрокату. Кількісні характеристики визначають для кожного з елементів конструкції[1] і для конструкції в цілому.

Основою для визначення кількісних характеристик є специфікація металопрокату з проєкту КМ, якої треба суворо дотримуватися. Кількісна характеристика – маса металу за проектом, М, – точно відповідає масі металу за специфікацією. Визначення інших кількісних характеристик потребує більш детальної інформації про конструкцію, ніж та, яку містить специфікація металопрокату. Тому, крім специфікації, потрібно використовувати відомість елементів, щоб деталізувати конструкцію до рівня деталей елементів конструкції, проаналізувати склад металу, виробника прокату і коефіцієнти використання для кожної з деталей, а потім узагальнити цю інформацію до рівня кожного з елементів конструкції, до рівня групи уніфікованих елементів і до рівня проєкту КМ в цілому. У цьому разі потрібно пильнувати, щоб під час деталізації не відхилитися від специфікації металопрокату як у цілому, так і за кожною з її позицій.

Для більш детального знайомства з кількісними характеристиками, які підпадають під стандартизацію, розглянемо додатковий документ «Специфікація елемента конструкції», який треба створити за формою таблиці 1 для кожного з елементів конструкції. Елемент конструкції потрібно розглядати як сукупність деталей, позначених номером позиції у відомості елементів. Звичайний рядок цієї таблиці, крім останнього, відповідає одній деталі даного елемента. В останньому рядку зазначають підсумкові дані.

[1]Тут і далі: елемент конструкції – це виділена у проєкті КМ частина металевої конструкції, позначена маркою елемента на схемі розташування елементів металевих конструкцій або на аркуші загального виду.

Таблиця 1. Специфікація елемента конструкції

Позиція деталі	Коротка характеристика	Позиція специф.	*M*, т	*D*	*R*, Н/мм^2	*K*	*Ku*
1	2	3	4	5	6	7	8
Разом	Марка елемента						

Ця форма містить п’ять колонок кількісного змісту з номерами 4–8:

— у колонці 4 зазначають масу деталі;

— у колонці 5 – інформацію про виробника прокату: у ній ставлять познаку «1», якщо металопрокат для даної деталі виготовляють заводи України; «0» – в іншому випадку;

— у колонці 6 – міцність металу для даної деталі у Н/мм^2;

— у колонці 7 – максимальне значення коефіцієнта використання для даної деталі серед усіх екземплярів одномаркових елементів;

— у колонці 8 – середнє значення коефіцієнта використання для даної деталі серед усіх екземплярів одномаркових елементів.

Дані колонки 4 визначають за проєктом КМ, дані колонки 5 – відповідно до номенклатури вітчизняного виробництва металопрокату, дані колонки 6 – із відомості елементів проєкту КМ, дані колонок 7 та 8 – за результатами розрахунків до проєкту КМ.

Поняття коефіцієнта використання стосується розрахунків і потребує пояснень. Як правило, розрахунки закінчуються перевіркою розрахункових нерівностей (умови міцності, стійкості, жорсткості тощо), порушення яких є неприпустимим. Для визначення коефіцієнтів використання потрібні нормовані розрахункові нерівності, тобто нерівності, зведені до форми:

$$K \le 1, \text{ де } K > 0. \qquad (1)$$

Коефіцієнт використання – це максимальне значення лівої частини нормованих розрахункових нерівностей K, вибране з набору розрахункових нерівностей, пов'язаних з деталлю конструкції.

Повертаючись до колонок 7 та 8 таблиці 1, зауважимо, що, з метою уніфікації, один і той самий елемент з усіма своїми деталями повторюється в конструкції деяку кількість (для конкретики – n) разів. Експлуатаційну придатність кожного екземпляра кожної деталі у проєкті КМ перевіряють розрахунками, в результаті чого для кожної деталі виникає певна кількість нормованих розрахункових нерівностей такого типу:

$$K_{pi} \le 1 \quad (i = 1,...,n), \tag{2}$$

де p – вид перевірки (за міцністю, за стійкістю, за гнучкістю, тощо), i – номер екземпляра. Деталь вважають експлуатаційно придатною, якщо всі ці нерівності задовольняються. За цими нерівностями для кожного екземпляра деталі треба визначити коефіцієнт використання, обираючи з усіх видів перевірки максимальне значення лівої частини нормованої розрахункової нерівності:

$$K_i = \max_p K_{pi} \quad (i = 1,...,n) \tag{3}$$

Якщо виконавець цього оцінювання вважає, що для даної деталі треба виконати додаткове перевіряння, то він може це зробити і результати додаткового перевіряння долучити до інших нерівностей для визначення коефіцієнта використання за формулою (3). Якщо для деякої деталі не вдалося встановити жодної нерівності (наприклад, це конструкційна деталь), слід прийняти умовно K_i= 0,5.

Після цього треба знайти та записати в таблицю 1 максимальний та середній коефіцієнти використання для даної деталі:

$$K = \max_i K_i; \quad Ku = \sum_i K_i / n, \tag{4}$$

де пошук максимуму і підсумовування виконують з урахуванням усіх n екземплярів даної деталі. Таким способом заповнюють усі рядки таблиці, крім останнього, призначеного для кількісних характеристик для розглядуваного елемента конструкції. Цей рядок заповнюють так: у колонку 4 заносять суму мас усіх деталей даного елемента; у колонки з 5 по 8 –відповідні до змісту колонки середньозважені показники для всієї сукупності деталей даного елемента, де ваговим коефіцієнтом є маса деталі.

Середньозважений показник – це числова характеристика сукупності довільних об’єктів (у даному випадку – деталей), кожен з яких характеризується числовим показником p і ваговим коефіцієнтом $m > 0$. Середньозважений показник визначають так:

$$pa = pm / M; \quad pm = \sum p \cdot m; \quad M = \sum m, \tag{5}$$

де сума розповсюджується на всі елементи сукупності.

Під час складання специфікації елемента конструкції можуть трапитися такі окремі випадки.

1. Розглядуваний елемент складено з однієї деталі. Таблиця 1 для цього елемента містить один звичайний і один підсумковий рядок. Значення у колонках 4–8 для цих рядків співпадають.
2. Розглядуваний елемент зустрічається в конструкції один раз. У таблиці 1 для цього елемента дані *K* і *Ku* співпадають.

Кількісні характеристики для конструкції в цілому визначають як відповідні середньозважені показники підсумкових рядків таблиць для визначення кількісних характеристик для елементів конструкції.

Стандарт може бути використаний для визначення кількісних характеристик для частини металевих конструкцій проєкту КМ. Щоб отримати кількісні характеристики для частини металевих конструкцій, потрібно скористатися відомістю елементів і специфікацією для цієї частини металевих конструкцій. Якщо таких документів у проєкті КМ немає, їх треба скласти.

Якщо оцінювання якості конструктивних рішень за цим стандартом виконують одночасно з розробленням проєкту КМ, специфікації елементів конструкції є первинним матеріалом для формування специфікації металопрокату для проєкту КМ. Основою для обчислення кількісних характеристик можуть бути розрахунки, виконані автоматизованим способом, ручним способом або інакше.

Додаткові витрати металу

Середньозважений коефіцієнт використання без урахування надбавок на уніфікацію, *K,* та середньозважений коефіцієнт використання з урахуванням надбавок на уніфікацію, *Ku,* дозволяють оцінити додаткові витрати металу для кожного з елементів конструкції, групи уніфікованих елементів і для конструкції в цілому.

Додаткові витрати металу для елемента конструкції або конструкції в цілому, без урахування витрат металу на уніфікацію елементів конструкції та їх деталей, можуть бути оцінені коефіцієнтом

$$Z = 1 - K\,, \tag{6}$$

Цей коефіцієнт враховує не тільки витрати, обумовлені нерельним призначенням перерізів елементів конструкції, але і витрати, викликані дискретністю сортаменту металопрокату.

Додаткові витрати металу, що виникли у зв’язку з уніфікацією елементів конструкції та їх деталей для групи уніфікованих елементів і для конструкції в цілому, можуть бути оцінені коефіцієнтом

$$Zu = K - Ku \,. \tag{7}$$

Цей коефіцієнт враховує не тільки витрати, обумовлені уніфікацією елементів конструкції та їх деталей, але і витрати, викликані дискретністю сортаменту металопрокату.

Додаткові витрати металу в одиницях маси визначають як добуток відповідного коефіцієнта на масу елемента конструкції, групи уніфікованих елементів або конструкції в цілому.

На жаль, відокремити витрати, викликані дискретністю сортаменту металопрокату, від витрат, обумовлених нерегельним призначенням перерізів елементів, не вдається.

Питомі показники витрат металу

Наступною характеристикою конструктивного рішення є питомі показники витрат металу. Це – відношення маси металу за проєктом до ключового показника, який характеризує об'єкт будівництва.

Ключовим показником може бути:

— корисна площа – для будівель;

— прогін або довжина – для лінійних споруд;

— корисний об'єм – для резервуарів чи газгольдерів;

— кількість посадкових місць – для глядацьких зал та стадіонів;

— кількість паркомісць – для паркінгів;

— потужність – для електростанцій;

— інше.

Для об’єкта можна визначити декілька питомих показників.

Питомі показники витрат металу для усталених типів об’єктів будівництва відомі вузьким спеціалістам. Порівняння показників, отриманих за цим стандартом, із такими самими показниками для вже реалізованих об’єктів є хорошим критерієм якості конструктивних рішень.

Звіт

Результати оцінювання якості конструктивних рішень має бути оформлено у вигляді звіту. У звіті має бути описано якісні характеристики, наведені та роз’яснені кількісні характеристики, додаткові витрати металу (в абсолютному та відносному вимірах) і питомі показники витрат металу (якщо є), виконано оцінювання якості конструктивних рішень і надано рекомендації щодо використання або коригування проєкту КМ.

Додаткові можливості стандарту

У цьому стандарті описано процедуру оцінювання якості конструктивних рішень металевих конструкцій на основі проєкту КМ. Для того, щоб скористатися технічною документацією, відмінною від проєкту КМ, якщо в ній не вистачає деяких потрібних даних, цю документацію треба доопрацювати до рівня, еквівалентного проєкту КМ, а потім скористатися цим стандартом.

Конкретну мету оцінювання якості конструктивних рішень на основі проєкту КМ цей стандарт не встановлює. Звіт з оцінювання якості конструктивних рішень може бути використаний для їх факультативного оцінювання за альтернативними критеріями, оскільки він містить у собі великий набір якісних і кількісних характеристик, що дає можливість спеціалісту виконати факультативне оцінювання.

Склад інформації, обумовлений цим стандартом, і рекомендації для її визначення можуть бути використані не тільки для оцінювання якості конструктивних рішень на основі конкретних проєктів КМ, але і для розроблення комп'ютерної системи підтримки прийняття рішень.

Література

[1] Техническое регулирование в строительстве. Аналитический обзор мирового опыта / [рук. А. Серых] // Snip Innovative Technologies. – Чикаго : SNIP, 2010. – 889 с.

[2] Система нормування та стандартизації у будівництві. Основні положення : ДБН А.1.1-1:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 13 с. – (Державні будівельні норми України)

[3] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд : ДБН В.1.2-14:2018. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 13 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України)

[4] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 75 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України)

[5] Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування : ДБН В.2.3-26:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 265 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми України)

[6] Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2014. – 199 с. – (Державні будівельні норми України)

[7] Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій : ДСТУ Б А.2.4-43:2009 (ГОСТ 21.502-2007, MOD). – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с. – (Система проектної документації для будівництва. Національний стандарт України)

[8] Настанова з розроблення проектної та робочої документації металевих конструкцій. Креслення конструкцій металевих деталювальні (КМД) : ДСТУ-Н Б А.2.4-44:2013. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2013. – 22 с. – (Національний стандарт України)

[9] Конструкції будівельні сталеві. Умовні позначення (марки) : ДСТУ Б В.2.6-177:2011. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2012.– 7 с. – (Національний стандарт України)

[10] Науково-технічний супровід будівельних об'єктів : ДБН В.1.2-5:2007. – Офіц. вид. – Київ : Мінрегіонбуд України., 2007. – 16 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України)

[11] Стальные конструкции : СНиП II-23-81* / Госстрой СССР. – Офиц. изд. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с. – (Строительные нормы и правила)

Повышение культуры проектирования строительных металлических конструкций

Гордеев В. Н., д-р техн. наук

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

Аннотация. Статья посвящена информации о разработке нового государственного стандарта Украины «Конструкции стальные строительные. Руководство по оценке качества конструктивных решений». После короткого вступления о техническом регулировании в строительстве рассматривается состояние проектирования металлических конструкций в Украине, его положительные и отрицательные стороны. Делается вывод о полезности стандарта, который будет определять набор качественных и количественных показателей, многосторонне характеризующих технический и экономический уровень проекта КМ. Среди них показатели средневзвешенного использования несущей способности элементов конструкции, средний уровень прочности стали, доля отечественного проката в общих затратах металла, удельные показатели этих расходов. Рассматривается несколько вариантов применения стандарта. Предпочтение отдается варианту, в котором показатели качества определяются авторами проекта КМ в процессе его разработки.

Описана процедура оценивания качества конструктивных решений металлических конструкций на основе проекта КМ, хотя этот стандарт и не устанавливает конкретной цели оценивания качества конструктивных решений на основе указанного проекта. Отчет по оценке качества конструктивных решений может быть использован для их факультативного оценивания по альтернативным критериям, поскольку он включает в себя большой набор качественных и количественных характеристик, дает возможность специалисту выполнить факультативное оценивания. Состав информации,

обусловленный этим стандартом, и рекомендации для ее определения могут быть использованы не только для оценки качества конструктивных решений на основе конкретных проектов КМ, но и для разработки компьютерной системы поддержки принятия решений.

Ключевые слова: конструкции стальные строительные, проект КМ, качество конструктивных решений, государственный стандарт Украины, коэффициент использования.

Raising the Design Culture for Building Metal Construction

V. Gordeiev, Dr. Sc. (Eng.)

V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction, Ukraine

Abstract. The article is devoted to information on the developed new State Standard of Ukraine «Building Steel Construction. Quality Assessment Guidelines for Design Solutions». After a brief introduction about technical regulation in construction, the state of the metalwork design process in Ukraine and its positive and negative aspects are considered. In order to raise the design culture for building metal construction, it is proposed to develop a standard that will determine a set of qualitative and quantitative indicators that shall multilaterally characterize the engineering and economic level of the MS design. Among them are indicators for weighted average use of the bearing capacity of structural elements, the steel strength average level, the share of domestic rolled products in total metal costs, specific indicators of these costs. Several options for applying the standard are considered. Preference is given to the option in which quality indicators are determined by the developers of the MS design in its creation process.

The procedure for assessing the quality of design solutions for metal structures based on the MS design is described, although this standard does not set a specific purpose for assessing the quality of design solutions based on this project. The report on quality assessment of the design solutions can be used for their optional assessing on alternative criteria, as it contains a wide range of qualitative and quantitative characteristics, which allows the specialist to perform an optional assessment. The information content required by this standard and the recommendations for its definition can be used not only to assess the quality of design solutions based on specific MS designs, but also to develop a computer system for decision support.

Key words: building steel construction, design stage «Metal Sructures» (MS design), quality of design solutions, State Standard of Ukraine, utilization factor.

Надійшла до редколегії 18.12.2020 р.

УДК 624.971.2:62(09)

Украинская школа проектирования стальных мостов

[1]**Перельмутер А. В.,** д-р техн. наук, [2]**Корнеев М. М.,** канд. техн. наук

[1]НПО SCAD Soft, Украина,
[2]ООО «Киевстройпроект», Украина

Аннотация. Рассматривается история развития Украинской школы проектирования стальных мостов, которая начала свое существование еще в середине XIX века и уже тогда отличилась рядом замечательных результатов, в частности, конструкцией многорешетчатых железнодорожных мостов системы А. Е. Струве. Серьезная теоретическая основа этой школы была заложена Е. О. Патоном. Его фундаментальный анализ конструктивной формы мостов, классификация и сопоставление, выявление достоинства и недостатков тех или иных схемных и конструктивных решений пролетных строений во многом предопределили пути развития и стиль работы его учеников. Описываются созданные ими новые сооружения и методы восстановления разрушенных мостов. Указывается на инициированный именно Украинской школой принципиально важный переход к сварным конструкциям мостов и на реальные достижения, которые при этом последовали, – таких, например, как мост Патона, в свое время крупнейший в мире сварной мост. К числу безусловных достижений принадлежит серия выдающихся вантовых мостов, запроектированных и построенных Г. Б. Фуксом. Важные достижения имеет Украинская школа в проектировании висячих трубопроводных переходов, в использовании высокопрочных сталей. Ряд пионерных теоретических работ был посвящен расчету наплавных мостов, преднапряженным мостовым конструкциям, динамике мостов, другим исследованиям в науке о мостах.

Ключевые слова: конструктивная форма, методы восстановления, мосты, проектирование, стальные конструкции.

Предыстория

Первый стальной мост в Украине перешагнул Днепр в 1848–1853 годах неподалеку Киево-Печерской лавры. Под руководством британских инженеров был построен один из лучших мостов того времени – Николаевский цепной, на мощных каменных опорах (рис. 1). Отметим, кстати, что и первый в мире стальной мост «Британия» опередил Николаевский мост всего на четыре года.

Мосты, запроектированные за рубежом, строились у нас и позже, но мы будем рассматривать только работы украинских проектировщиков.

В 1867 году на службу в Киев был переведен инженер-капитан А. Е. Струве. В эти годы в Киеве была проложена железная дорога, и под руководством Аманда Егоровича Струве в кратчайшие сроки был возведен капитальный железнодорожный мост через р. Днепр (рис. 2), что стало мировой сенсацией. Отмечая это, император Александр II повысил инженер-капитана А. Е. Струве до чина полковника.



Рис. 1. Николаевский цепной мост

Это один из первых много решетчатых мостов был железнодорожный мост с ездой понизу, он закончен строительством в 1870 г. Мост имел 12 пролетов по 87 м с высотой ферм 8 м. Пояса главных ферм имели П-образное сечение и были выполнены из двух вертикальных и горизонтального листов, соединенных уголковыми профилями. Сжатые (жесткие) раскосы были изготовлены составными из двух пар уголков, расположенных тавром и соединенных между собой решеткой из полосового железа, растянутые – из двух полос, между которыми были пропущены сжатые раскосы. Этот мост в то время являлся наиболее длинным в Европе.

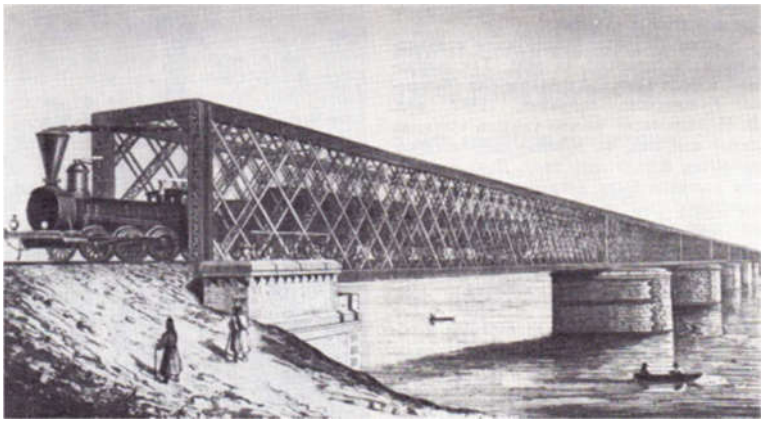


Рис. 2. Киевский мост А. Е. Струве

Вслед за киевским был создан совмещенный железнодорожный и шоссейный мост через р. Днепр в Кременчуге, построенный А. Е. Струве. Мост имел 11 пролетов, и его общая длина составляла 950 м. Мост состоял из двух ярусов: два железнодорожных пути проходили в верхнем ярусе, а шоссейная дорога – в нижнем. С внешней стороны главных ферм многорешетчатой системы на кронштейнах располагались пешеходные тротуары. Движение по этому мосту было открыто в июне 1873 г.



Рис. 3. Мост А. Е. Струве в Кременчуге

В Крыму в 1877 году были построены еще два моста (виадуки) такой же многорешетчатой системы – Графский и Камышловский, установленные на высоких металлических опорах.

В начале XX века крупнейшим по пролету был мост через р. Днепр у Кичкаса (рис. 4). В конкурсе эскизных проектов моста участвовало 12 работ, из которых выбрали как наиболее подходящий к местным условиям проект местного инженера В. Д. Латы. Пролёт над Днепром имел рекордную для Российской империи длину – 190 м. Как и кременчугский мост, он был двухъярусным. Главные фермы моста были наклонены для обеспечения лучшей устойчивости.

Мост был построен в 1909 году и просуществовал до 1931 года. Он попадал в зону затопления в верхнем бьефе плотины ДнепроГЭС и был демонтирован.

Система моста у Кичкаса знаменовала новую тенденцию: в конце XIX и в начале XX века начали строить мосты не с многораскосной, а с треугольной или раскосной решеткой. Одним из активных инициаторов этого перехода был Е. О. Патон, который в своих работах, а особенно в своей диссертации «Расчет сквозных ферм с жесткими узлами» (1901), доказывал необходимость перехода на системы с редкой решеткой.



Рис. 4. Мост через р. Днепр у Кичкаса

Начало школы мостов Е. О. Патона

Евгений Оскарович Патон, приглашенный в 1904 году на работу в недавно созданный Киевский политехнический институт, стал создателем украинской школы проектирования и исследования стальных мостов. Ко времени переезда в Киев он уже опубликовал в Москве первый том из своего четырехтомного курса «Железные мосты». Также была опубликована его диссертационная работа, сыгравшая важную роль в теории мостостроения, где было выполнено исследование условий, при которых можно было использовать шарнирную расчетную схему фермы, узлы которой не были идеальными шарнирами.

В дальнейшем Евгений Оскарович в течение 25 лет руководил кафедрой мостостроения КПИ, многие его ученики стали известными учеными. Среди них можно назвать автора проекта ДнепроГЭС академика И. Г. Александрова, вице-президента АН УССР академика АН УССР К. К. Симинского, академиков АН УССР Ф. П. Белянкина, Н. В. Корноухова и С. В. Серенсена, члена-корреспондента АН УССР Б. Н. Горбунова, доктора технических наук А. А. Уманского и других.

Параллельно с педагогической и научной деятельностью Е. О. Патон проводил большую проектную работу. Он был автором 36 проектов мостов, из которых большинство были осуществлены. В Харькове был построен запроектированный им Петинский путепровод над железнодорожными путями. Он состоял из двух независимых половин, каждая из которых представляет собой двухконсольную ферму со средним пролетом 8,1 м и консольными вылетами по 10 м.

Первой заметной работой Евгения Оскаровича в г. Киеве стал Парковый мостик между Царским и Купеческим садами. Это была дипломная работа группы его студентов, реализовавших в 1909 году замысел руководителя. Была предложена совершенно новая идея конструкции: две решетчатые фермы, имевшие форму параболических арок, пролетом 36 метров, наклонялись друг к другу под углом

20 градусов, а надферменная часть в виде многопролетной эстакады опиралась на гибкие опоры. Построен мост был в 1912 году.



Рис. 5. Парковый мост Е. О. Патона

До начала Первой мировой войны Е. О. Патон проектирует многие мосты для Украины, в том числе через реки Рось в Корсуне и Тясмин в Звенигороде, а также мост через Куру в Тбилиси. В годы войны Патон также нашел применение своим знаниям. В воспоминаниях Патон пишет, что в России никто всерьез не занимался проектированием стальных разборных мостов, которые обычно применяются вместо взорванных. Он решает сам взяться за проектирование и привлечь студентов-выпускников. В 1916 году с дипломантом Сейделем они выполнили проект 20-саженного ширококолейного железнодорожного разборного пролетного строения с ездой понизу, с фермами с пролетом в 44,5 метра. Управление Юго-Западных железных дорог заказало семь таких пролетных строений и вскоре установило их при восстановлении мостов на нескольких железных дорогах.

В годы Первой мировой войны в окрестностях Киева было проложено Северное железнодорожное кольцо в гавань. При этом через Вышгородскую улицу был возведен железнодорожный виадук, а через Днепр в 1916–1917 годах был сооружен железнодорожный мост, названный именем императрицы Марии Федоровны (ныне Петровский железнодорожный мост). В создании левобережной эстакады моста принимал участие профессор КПИ Е. О. Патон. Во время гражданской войны мост был разрушен и восстановлен в 1929 году, во время Великой Отечественной войны был дважды разрушен (в 1941 и 1943 годах). Восстановлен в 1945 году (рис. 6).



Рис. 6. Петровский мост (современный вид)

Распад Российской империи и Гражданская война вызвали тяжелые потрясения и разрушения. Каждая отступающая армия уничтожала за собой мосты. Именно так поступили поляки, оставляя Киев в начале лета 1920 года. А после окончания Первой мировой и гражданской войны одной из первых и наиболее актуальных задач стало восстановление поврежденных и разрушенных войной металлических мостов и строительство новых. Самое активное участие в этих работах принимали такие выдающиеся инженеры и ученые, как Н. С. Стрелецкий (г. Москва) и Е. О. Патон (г. Киев).

Способы восстановления мостов и необходимые для этого материалы конструкций и оборудование зависели прежде всего от вида разрушения моста. Кроме того, основное влияние на характер восстановительных работ имели срок, в течение которого они должны были проводиться, и эксплуатационные требования, которым восстановленные мосты должны удовлетворять. В соответствии с этими условиями восстановление металлических мостов разделялось на краткосрочное, временное и капитальное.

Краткосрочное восстановление мостов предусматривало их эксплуатацию в течение небольшого периода времени и не удовлетворяло условиям пропуска льда и высоких вод. Зачастую при этом использовались упавшие фермы в качестве основания для шпальных клеток или деревянных эстакад, по которым укладывалась проезжая часть. Широко применялось устройство шпальных клеток, размешенных на небольших расстояниях друг от друга, которые перекрывались металлическими балочными конструкциями, и по ним укладывалось проезжее полотно. Использовались также приемы постройки кратковременных мостов, в большинстве случаев низководных, на обходе, то есть рядом с разрушенным. Такой способ в дальнейшем не затруднял производство работ по восстановлению мостов.

Временное восстановление предусматривало обеспечение движения транспорта без особых ограничений, а применяемые материалы и конструкции рассчитывались на эксплуатацию сроком до 10 лет без переустройства. Примерами временно восстановленных могут служить описанные ниже мосты.

У построенного Струве железнодорожного моста через р. Днепр в г. Киеве неразрезные двухпролетные фермы были взорваны во втором пролете около их средней опоры и одним концом упали в воду, а фермы первого пролета остались на опорах и превратились в разрезные фермы. При временном восстановлении моста упавшие фермы были подняты с помощью двух шпальных клеток и домкратов и установлены на возведенные рамно-ряжевые деревянные опоры. После открытия движения поездов начались работы по капитальному восстановлению, которое заключалось в доклепке поврежденных металлических частей и превращении ферм опять в неразрезную систему.

В железнодорожном мосте через р. Южный Буг у с. Губник взрывом были повреждены фермы в пролете. Мост имел два пролета по 87,6 м, перекрытых фермами с полигональным очертанием нижнего пояса, двухраскосной системой решетки и с ездой поверху. Взрывом повреждены пять промежуточных панелей пролетного строения. При временном восстановлении (рис. 7) после удаления поврежденных панелей оба конца ферм были подняты и под них подведены две ряжевые опоры. Пролет между поднятыми частями ферм перекрыли сплошными балками, которые расположили так, чтобы в дальнейшем можно было производить доклепку ферм для капитального восстановления моста.

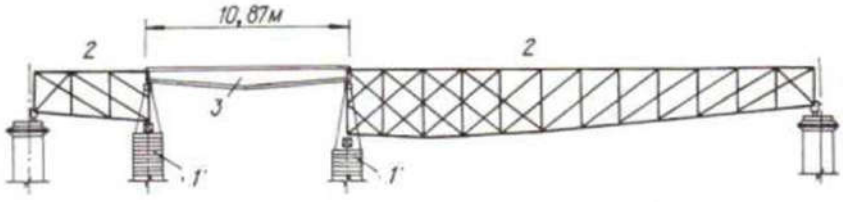


Рис. 7. Способ временного восстановления железнодорожного моста через р. Южный Буг у с. Губник; 1 – ряжевые опоры; 2 – поврежденная ферма; 3 – временная металлическая балка

В тех случаях, когда пролетными строениями моста после взрыва нельзя было воспользоваться, их заменяли новыми, в качестве которых применяли существовавшие в то время сборно-разборные металлические пролетные строения системы Патона с ездой понизу пролетом 44,8 м и 54 м (рис. 8). Фермы пролетом 54 м имели треугольную систему решетки с дополнительными треугольниками и состояли из 18 треугольников и 5 прямых элементов. Главным требованием к указанным сборным мостам были скорость и простота

сборки и разборки. В 1926 году на объявленном НКПС Международном конкурсе Е. О. Патон был удостоен премии за проект разборного железнодорожного моста пролетом от 30 м до 85 м.

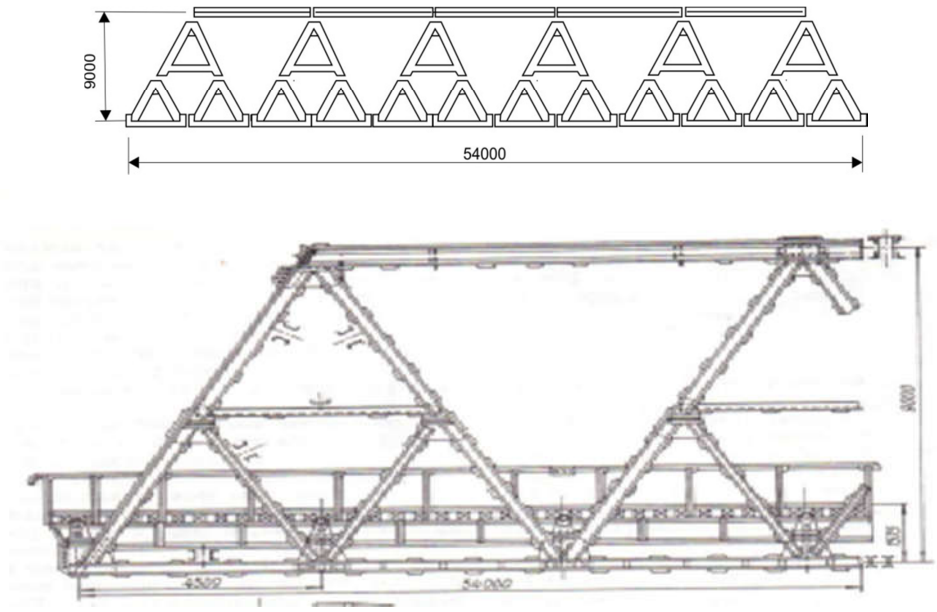


Рис. 8. Сборно-разборное пролетное строение

При решении задач восстановления или нового строительства реализовывались смелые инженерные идеи. Так, например, при восстановлении моста через р. Южный Буг под руководством Е. О. Патона было произведено регулирование опорных реакций неразрезных ферм, а при восстановлении моста через р. Ингулец инженером А. Д. Головым создан искусственный распор с помощью домкратов.

Восстановление мостов требовало организации их экспериментального изучения, что в значительной мере диктовалось необходимостью эксплуатации слабых мостов, пострадавших во время гражданской войны и восстановленных в первые годы после ее окончания. В связи с этим в отделе инженерных исследований технического комитета НКПС были организованы мосто-испытательные станции, в том числе, Киевская, руководимая Е. О. Патоном, в задачу которых входило экспериментальное изучение многих сотен мостов.

Исследовались две основные проблемы:

— динамическая работа мостов, в том числе, зависимость между законами свободных колебаний пролетных строений и состоянием их клепаных соединений;

— статическая работа пролетных строений как пространственных мостовых брусьев.

Киевская испытательная станция проводила большую работу по обобщению результатов испытаний выполненных этой станцией на эксплуатируемых и восстанавливаемых железнодорожных мостах. В частности, была выполнена оценка ошибок, возникающих при расчетах мостовых ферм за счет пренебрежения жесткостью узлов путем сопоставления данных о замеренных напряжениях с их расчетными значениями [46]. Интересные данные были также получены при испытаниях моста, специально сконструированного и построенного киевской испытательной станцией для экспериментов [56].

Ценным практическим руководством по восстановлению мостов была работа Е. О. Патона «Восстановление разрушенных мостов», изданная в 1918 году, а затем в переработанном и дополненном виде – в 1924 году.

Параллельно с восстановлением разрушенных мостов в начале 20-х годов в Украине начались работы по строительству новых мостов.

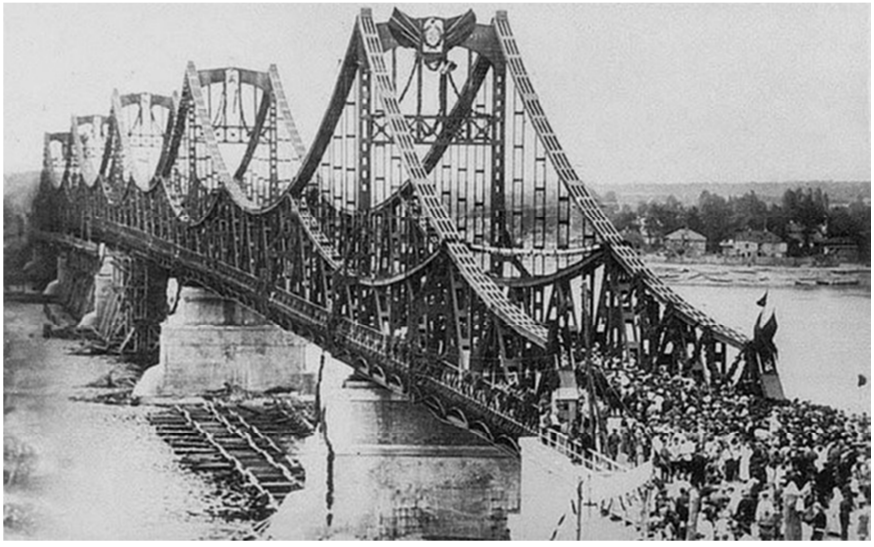


Рис. 9. Торжественное открытие моста им. Евгении Бош 10 мая 1925 г.

В 1920 году Е. О. Патон со своими учениками приступил к проектированию одного из своих крупнейших шоссейных мостов через р. Днепр в Киеве, построенного на месте разрушенного Цепного моста. Строительство моста осуществлялось в течение 1923–1925 годов. Е. О. Патон, будучи в это время профессором КПИ, являлся не только автором проекта, но и главным техническим консультантом строительства.

Конструкция моста, которому дали имя революционерки Евгении Бош, представляла собой неразрезное пролетное строение с параболическими верхними поясами и пролетами по 134 м, подвешенное к рамным пилонам, установленным над опорами моста.

Ширина моста 11,1 м, общая длина 675 м, затраты металла около 5300 т. Пояса и цепи выполнены из четырех двутавров, раскосы – из двух, сопряжение всех элементов в узлах – шарнирное и осуществлялось с помощью одного болта диаметром 130 мм. Проверка надежности таких сопряжений осуществлялась на специальных моделях академиком К. К. Симинским, который много внимания уделял экспериментальным исследованиям мостовых конструкций, разработке методики испытаний и изучению испытательной техники.

Новое время

Переход к сварным конструкциям стальных мостов резко изменил практику мостостроения. Сварка в мостостроении начала применяться еще в 30-е годы. Ее внедрение происходило очень осторожно, и на первом этапе предполагалось сварными делать только заводские отправочные марки, а сборку выполнять на заклепках. Так появились комбинированные конструкции мостов – сварные с клепаными монтажными соединениями. Конструкция такого железнодорожного моста (рис. 10) с пролетом до 82,5 м (однопутным с ездой понизу) разработана под руководством Б. Н. Горбунова на кафедре металлических конструкций КИСИ.

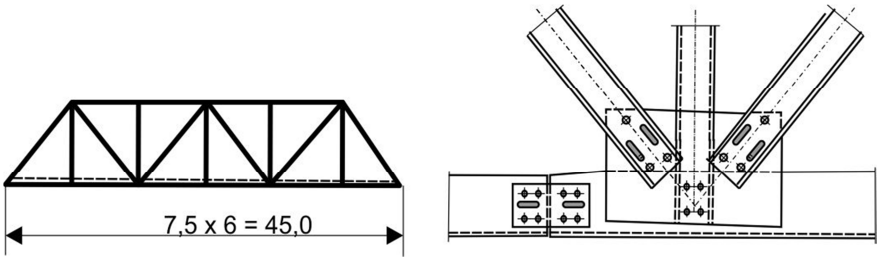


Рис. 10. Клепано-сварное пролетное строение

В связи с этим исследователи уделяли большое внимание изучению работы комбинированных клепано-сварных соединений применительно к узлам мостовых ферм, продольным и поперечным балкам проезжей части с прикреплениями связей. В Институте электросварки АН УССР Е. О. Патоном, В. В. Шеверницким [51, 57] и ЦИС НКПС были установлены местоположения разрушающих усилий в комбинированном соединении, в соединении с заклепками, а также в соединении со сварными швами. Применительно к этой задаче изучались свойства «сварочной стали», выплавляемой в пудлинговых печах и применявшейся в старых мостах. Из-за недостаточной пластичности этой стали и расслаивания нередко имели место хрупкие разрушения [58].

Большие экспериментальные работы по сопоставлению работоспособности сварных и клепаных ферм выполнены Е. О. Патоном и Б. Н. Горбуновым. При испытаниях клепаных и сварных ферм пролетом 12 м расшатывание заклепок проявилось после 30 тыс. нагружений, разрушение сварных и клепаных ферм – после 230…250 тыс.

Еще в 30-х годах работами Е. О. Патона и Б. Н. Горбунова в ИЭС АН УССР было доказано, что для конструкций, эксплуатируемых в условиях статической и вибрационной нагрузок, наиболее рационально применять стыковые сварные соединения, так как они обеспечивают минимальную концентрацию напряжений. Однако эти выводы ученых длительное время не использовались проектировщиками в силу укоренившихся методов проектирования клепаных конструкций.

При этом качество изготовления сварных пролетных строений мостов было низким, а сама сталь имела высокий порог хладоломкости. В конструкции ферм было много недостатков, главный из них – стыки с накладками или внахлестку. В результате получалось большое скопление фланговых и лобовых швов в отдельных местах ферм, что вызывало высокие остаточные напряжения от сварки, способствующие, в сочетании с низким качеством сварки и выбранной стали, образованию трещин в элементах ферм во время монтажа и эксплуатации. Это привело к тому, что ряд специалистов и в целом проектных организаций решительно выступили против применения сварки в железнодорожных и автодорожных мостах. В результате этого накануне Великой Отечественной войны темпы сварного мостостроения резко снизились. За 10 лет (1931–1942 гг.) в нашей стране построено всего 28 сварных пролетных строений массой около 1500 т. Подавляющее большинство вскоре было снято с эксплуатации из-за их аварийного состояния.

Однако сварное мостостроение имело и горячих сторонников. К ним в первую очередь относится Е. О. Патон. Предвидя большое будущее за сварными мостами, он с неослабевающей энергией продолжал работы по изучению проблем сварного мостостроения.

В 1940 году при рассмотрении проекта строительства нового автодорожного моста через р. Днепр в г. Киеве Е. О. Патон предложил применить способ автоматической сварки под флюсом для изготовления его элементов. Киевский Наводницкий автодорожный мост должен был стать первым в мире мостом, сваренным автоматами. Поскольку на строительной площадке в этот период было очень трудно обеспечить надлежащее качество швов, было решено все сварочные работы производить на Днепропетровском мостостроительном заводе, а монтажные соединения выполнить клепаными. В месячный срок проектное бюро ИЭС АН УССР разработало проект и рабочие чертежи сварочного стенда и цепного кантователя к нему.

К началу войны значительная часть конструкций была изготовлена Днепропетровским заводом, два пролета были доставлены в Киев и один из них смонтирован, семь пролетов оставались на заводе. Этот металл был использован в 1944 году при восстановлении Днепропетровского моста через р. Днепр.

Мост Патона

В это время приобрела остроту проблема восстановления в г. Киеве Наводницкого моста через р. Днепр. Он был подорван отступающими немецкими войсками.

На стадии технического проекта, были разработаны различные варианты восстановления пролетных строений моста, в основном по традиционным схемам. По инициативе выдающегося мостовика и крупнейшего специалиста по сварке металлов Евгения Оскаровича Патона был представлен вариант сварных пролетных строений. Руководство проектированием нового Наводницкого моста взял на себя О. И. Шумицкий, назначенный в октябре 1948 года начальником проектного бюро.

Следует подчеркнуть, что к тому периоду, несмотря на большие технико-экономические преимущества, сварное мостостроение не развивалось из-за опасности возникновения трещин в сварных соединениях. Поэтому было необходимо проведение комплекса поисковых работ для создания новой конструктивной формы сооружения и его узлов, новой стали и технологии ее сварки, предотвращающих возникновение хрупких и усталостных трещин. Эти работы взялся провести Институт электросварки Академии наук Украинской ССР под личным руководством его директора Е. О. Патона.

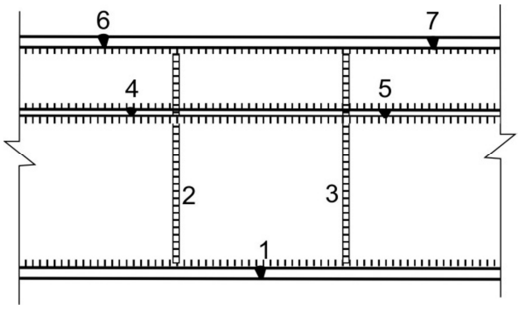


Рис. 11. Монтажный стык (цифрами указана последовательность операций)

В соответствии с идеей Е. О. Патона, вместо решетчатых разрезных ферм большой высоты, для Наводницкого моста были запроектированы сплошностенчатые неразрезные балки, с высотой сечения в пределах железнодорожного габарита. Вместо восьми ферм, металл был сосредоточен в четырех главных балках. Система горизонтальных ребер жесткости, технологичных в изготовлении и сварке, позволила достичь рекордной тонкостенности главных балок с концентрацией стали в поясах. Они были

рационально усилены вторыми листами над опорами и в пролете. Предложенный Институтом электросварки монтажный стык главных балок (рис. 11) позволил его выполнить полуавтоматической сваркой.

Наводницкий – первый в мире большой цельносварной мост, теперь по праву носящий имя Е. О. Патона, был введен в эксплуатацию в ноябре 1953 года и успешно эксплуатируется до сих пор.



Рис. 12. Мост Патона

Коллектив проектировщиков проектной конторы «Проектстальконструкция», как тогда назывался институт «Укрниипроектстальконструкция» (О. И. Шумицкий, В. И. Киреенко, Л. И. Гомин и др.), сложившийся при проектировании моста Патона, продолжил свою работу и разработал проект висячего пешеходного моста через р. Днепр в Киеве (рис. 13).



Рис. 13. Пешеходный мост в г. Киеве

Мост имел схему 60+180+60 м со сварной балкой жесткости, с двумя спаренными пилонами и Н-образными криволинейными сварными поясами, образующими цепь, на которой висит мост, и передающими распор на главные балки. К сожалению, растянутую цепь перерезать сварными швами не рискнули: ее стыки и присоединение к ней подвесок выполнены на заклепках. Основной пролет (180 метров) освободил русло Днепра от стесняющих его промежуточных опор. Распор от несущей цепи передан на балку.

Открытие моста в 1957 году разрешило проблему переправы отдыхающих на Труханов остров в пляжную зону. Пешеходный мост удачно вписался в днепровские склоны и стал визитной карточкой города.

Вантовые мосты

После Второй мировой войны в мостостроении началась эпоха вантовых мостов. Первым современным вантовым мостом является мост Стромсунд в Швеции, открытый в 1956 году. А первыми крупными вантовыми мостами, построенными в СССР, были мост через реку Нарын, мост через гавань Днепра в г. Киеве (1963 год), Московский мост через Днепр в г. Киеве (1976 год), вантовый мост в Риге (1981 год). Это направление проектирования развивалось в Укрпроектстальконструкции (В. И. Киреенко) и Киевском филиале ГПИ «Союздорпроект» (Г. Б. Фукс).



Рис. 14. Мост через гавань

Вантовый мост через гавань р. Днепр на Рыбальский остров был построен по проекту Укрпроектстальконструкции, выполненному под руководством Владимира Ивановича Киреенко, автора ряда известных мостовых сооружений. Это сооружение с главным пролетом 148 метров (рис. 14), у которого вместо стальной балки жесткости был применен железобетон из-за господствовавшей в

то время тенденции экономии металла. Таков был исторический контекст: металла не хватало, ибо он шел на ложно понимаемые военные цели – танки, танки, танки… Но здесь важно отметить, что полученный опыт открыл путь вантовым мостам, спроектированным институтом в других городах страны.

В Укрпроектстальконструкции запроектирован изящный вантовый мост через реку Уж в г. Коростене, построенный в городском парке и предназначенный для пропуска пешеходов к пляжу (рис. 15). Для этого перехода была применена новая эффективная система пролетного строения в виде вантовой двухпролетной фермы с односторонним пилоном. Общая длина моста 102 м, ширина 3 м.



Рис. 15. Мост в г. Коростене

Балка жесткости – неразрезная сталежелезобетонная, составленная из двух ниток сварных балок двутаврового сечения и сборных железобетонных плит проезжей части, объединенных с балками для совместной работы. Пилон выполнен в виде отдельно стоящей А-образной рамы с жестким закреплением к массивному фундаменту. Расчетная высота его над осью балки жесткости 23 м, нижняя часть до фундамента имеет высоту 8,8 м.

Ванты натягивали и регулировали только по окончании монтажа всех элементов пролетного строения и загружения его полной постоянной нагрузкой. Мост сооружали по технологии, совмещающей регулировку натяжения вант с раскружавливанием, успешно опробованной при строительстве через гавань.

Первым значительным вантовым мостом в СССР был Московский мост в г. Киеве с главным пролетом 300 м, построенный в 1976 году (рис. 16). Мост был построен по проекту Киевского филиала ГПИ «Союздорпроект». Главным инженером проекта был выдающийся мостовик Георгий Борисович Фукс, который к этому моменту уже являлся автором проекта моста-метро через р. Днепр в г. Киеве. Главным архитектором проекта Московского моста был А. В. Добровольский. Московский мост был этапным мостом в советском

мостостроении. На этом мосту были отработаны технологии, которые прежде не использовались в СССР.



Рис. 16. Московский мост в г. Киеве

Балка жесткости шириной 31,4 м, неразрезная трехпролетная по схеме 84+300+63 м, защемлена в левобережном устое-противовесе, к которому направлены все ванты, и подвижно закреплена на пилоне и правобережной опоре. Она выполнена в форме двух коробчатых сечений 3,6×5,0 м, объединенных сверху ортотропной плитой проезжей части. А-образный железобетонный пилон имеет высоту 125 м. Канаты вант состоят из параллельно уложенных проволок, была использована оригинальная конструкция анкеровки вант. Впервые в отечественной мостостроительной практике на монтаже сочетались сварные соединения и соединения на высокопрочных болтах.

В 1981 году был открыт мост в г. Риге (Латвия) через р. Даугаву, пролетом 312 метров, под четыре полосы автодвижения. В 1990 году был введен в эксплуатацию Южный мост через р. Днепр в г. Киеве, предназначенный для движения двух путей метро и шести полос движения. Пролет этого моста составил 268 м. Проектом обоих мостов руководили Г. Б. Фукс и М. М. Корнеев, архитектором был Гаврилов А. Е.

Вантовый мост в Риге (рис. 17) по схеме 90+312+87+65 м имеет асимметричную однопилонную схему, ванты идут в одной плоскости по оси моста и, в отличие от Московского моста, не сконцентрированы, а рассредоточены по пролетному строению. Балка жесткости шириной 28,6 м набрана из трех коробчатых сечений шириной 5,3 м каждое и консолей по 6,3 м, с усиленными подкосами. Отличие от Московского моста, где регулирование усилий имело ограниченный характер, на мосту в г. Риге за счет корректировки длин канатов было выполнено регулирование моментов в балке жесткости и в корне пилона.



Рис. 17. Мост через р. Даугаву в г. Риге

Главной частью Южного мостового перехода в Киеве является переход через р. Днепр (рис. 18). Он состоит из двух конструктивно различных частей: железобетонной многопролетной балочной эстакады с пролетами 79,0 м и длиной 663 м и вантового моста длиной 565 м с главным пролетом 271 м.



Рис. 18. Южный мост в г. Киеве

Уникальность Южного моста в г. Киеве состоит в том, что он на одном уровне совмещает линию метрополитена и автомобильное движение. При строительстве Южного моста за основу был взят проект Московского моста, но помимо многих общих черт, Московский и Южный мосты во многом отличаются. Южный в полтора раза длиннее, чем Московский, его длина составляет 1250 м, а ширина 41 м. Кроме того, Южный мост разделен на шесть

полос для автомобилей шириной по 3,75 м, предусматривает линию метро, состоящую из двух путей, распложенных по оси моста и окруженных 10-метровым ограждением, а также имеет полутораметровые тротуары.

Балка жесткости вантовой части моста состоит из правобережной стальной трехпролетной части (268+90+85 м) и левобережной железобетонной двух-пролетной части (63+60 м), играющей роль противовеса для главного вантового пролета.

Двухстоечный пилон высотой 132,5 м в поперечном направлении является рамной конструкцией, что уменьшает его гибкость в этой плоскости, в продольном направлении его гибкость ограничена рассредоточенными вантами. Сами ванты выполнены из витых кантов закрытого типа, с их помощью, за счет изменения длины, реализовалось регулирование усилий в балке жесткости и в пилоне.

Проект автодорожного моста через р. Днепр в г. Днепропетровске разработан в Укрпроектстальконструкции (В. И. Киреенко), его строительство было начато в 1980 году. Предполагалось судоходную часть реки перекрыть тремя пролетами (140+320+140 м), остальные прибрежные пролеты по 100 м и менее.

Общая длина моста 1248 м. Пролетное строение принято в виде одной цельносварной, не разрезной по всей длине моста главной балки коробчатого трапециевидного сечения высотой 3,5 м. Вантовая многониточная система с двумя пилонами принята с одной несущей плоскостью, расположенной по оси моста в пределах разделительной полосы. Однако в середине 80-х годов во время строительства проект был пересмотрен, и для некоторого упрощения изготовления, взамен современного вантового, принято тривиальное балочное решение с судоходными пролетами по 147 м (Ленгипротрансмост), что ухудшило эксплуатационные показатели и привело к бросовым затратам.



Рис. 19. Мост в морском порту г. Одессы

К числу современных вантовых мостовых сооружений следует также отнести переход через железнодорожные пути в Одесском порту (рис. 19), запроектированный М. М. Корнеевым. Балка жесткости вантового пролетного строения по схеме 35+114,7 м общей длиной 150.5 м защемлена в устое-противовесе и подвижно оперта на пилоне и промежуточной опоре. В поперечном сечении балка жесткости вантового пролетного строения представляет собой ортотропную плиту, опертую по краям на открытые главные балки.

Для вант были использованы витые закрытые канаты, которые имели мерную длину с установленными анкерами и стабильный известный модуль деформации. Контроль напряженного состояния вантовой системы, выполненный по стрелке провисания каната, показал хорошее совпадение результатов фактических данных с расчетными значениями.

Строящийся мостовой переход в г. Запорожье пересекает р. Днепр вантовым мостом с пролетом 260 м. Схема моста вантовая, однопилонная с системой вант «арфа» (рис. 20). Неразрезная стальная балка длиной 660 м оперта по схеме 79,2+3×80+260+79,2 м. Вантовый главный пролет поддержан вантами, идущими с шагом 12 м, в анкерных пролетах шаг вант составляет 10 м, а шаг по высоте пилона – 7,0 м. Высота пилона от ростверка до верха – 150 м, что обеспечивает наклон вант-подвесок к горизонту под углом 30°, а вант-оттяжек – 33°. Ванты расположены в двух плоскостях, по 12 штук в каждую сторону от пилона.

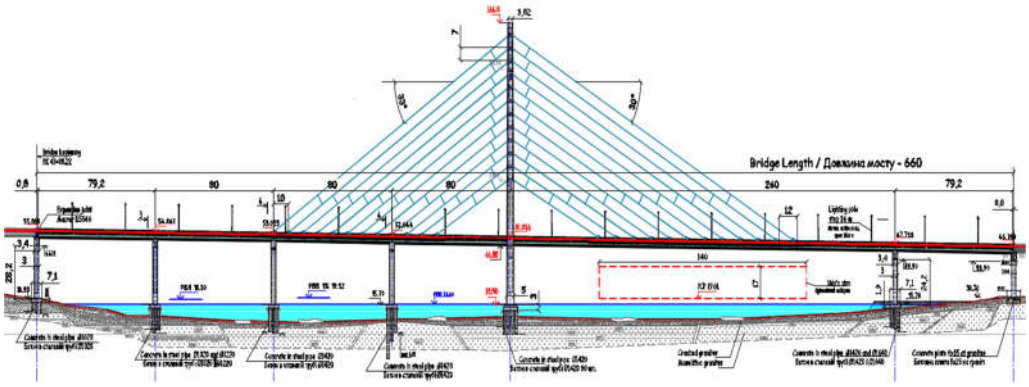


Рис. 20. Проект моста через р. Днепр в г. Запорожье

Неуравновешенность распоров справа и слева от пилона, величина которого оценивается в 800 т, не могут воспринять неподвижные опорные части балки. Для этого предусмотрена шарнирная тяга, позволяющая удерживать балку от сдвига относительно пилона, постепенно включающаяся в работу при опускании балки с вантами с высоты сборки (2 м выше проектного уровня) в проектное положение.

Другие мосты

В г. Николаеве в 1964 году введен в эксплуатацию новый автодорожный мост через р. Южный Буг, построенный взамен старого деревянного наплавного моста, просуществовавшего более 100 лет. Проект разработан Киевгипротрансом (А. А. Карпачев). Мост в своей основной части выполнен в железобетоне, однако для пропуска морских судов в нем предусмотрена металлическая разводная часть поворотной системы длиной 129,2 м.



Рис. 21. Поворотное строение городского моста в г. Николаеве

Такой разводной пролет поворотной системы (наибольший в Европе) выполнен двухрукавным (рис. 21), в закрытом положении он работает как неразрезная двухпролетная балка, опирающаяся по краям на железобетонные опоры моста и в середине – на центральную опору. В открытом состоянии, когда для пропуска судов вся разводная часть поворачивается в горизонтальном направлении вокруг центральной опоры на 90° – как двухконсольная уравновешенная система. Поворотная часть состоит из двух сплошных клепано-сварных главных балок переменной высоты от 6,50 м до 2,25 м, раскрепленных связями и струнобетонной плитой толщиной 13,5 см.

Новым этапом в развитии отечественного мостостроения было применение высокопрочных сталей. Одним из первых таких объектов был запроектированный в Укрпроектстальконструкции мостовой переход через р. Смотрич в г. Каменце-Подольском (рис. 22).

Русло р. Смотрич в г. Каменце-Подольском перекрывается стальным рамным трехпролетным строением общей длиной 178,8 м, которое представляет собой две коробчатые трехпролетные балки (средний пролет – 76 м, боковые – по 51,35 м), поддерживаемые жестко соединенными с ними наклонными ногами. Расстояние между опорами ног 148,84 м. В пролетном строении используются три марки сталей: высокопрочная 14Х2ГМР для наиболее напряженных

участков нижнего пояса главных балок, повышенной прочности 14Г2 и углеродистая ВСтЗсп. Проезжая часть решена в виде стальной ортотропной плиты (сталь 14Г2). Высокопрочная сталь 14Х2ГМР впервые использована в мостостроении в качестве эксперимента, поэтому на строительстве ее израсходовано всего 90 т. Технология сварки высокопрочной стали разработана ИЭС им. Е. О. Патона АН УССР (Б. С. Касаткин, В. Ф. Мусияченко и другие).



Рис. 22. Мост через р. Смотрич

Изящная схема этого моста, условно названная «Бегущая лань», была повторена в Одессе для перехода через спуск Жанны Лябурб (рис. 23). Здесь также можно упомянуть также украсивший город Житомир пешеходный мост, построенный в парке над р. Тетерев (рис. 24). У последнего было использовано оригинальное техническое решение горизонтальных (ветровых) вантовых ферм, для которых предусмотрены горизонтальные «пилоны».



Рис. 23. Мост через спуск Жанны Лябурб



Рис. 24. Житомирский мост

На построенной в 1932 году плотине ДнепроГЭС была двухполосная проезжая часть, которую после ремонта в 1978 году расширили до четырех полос. Автопроезд, который имел ширину 7,5 м, расширен до 15,9 м. Также был предусмотрен пешеходный тротуар шириной 2,25 м с низовой стороны плотины

и служебный проход 0,75 м с верховой стороны. Были использованы конструкции старых пролетных строений, расширение выполнено в металле. На левом берегу Днепра была сделана новая металлическая эстакада через оба шлюза к плотине. Точно такая же эстакада была сделана на правом берегу вместо аванкамерного моста.

Проект перехода был разработан Укрпроектстальконструкцией (В. И. Киреенко, Э. С. Дудник и В. Б. Лысов).

Подход к плотине со стороны левого берега должен пересекать шлюз. Но если пойти по традиционному пути, то пришлось бы новый мост поднять на 8–10 м выше существующего перехода. Поэтому была принята принципиально новая конструкция – криволинейная эстакада, которая не пересекает шлюз, а обходит его.

Основная часть эстакады представляет собой балку-оболочку трапецеидальной формы. И благодаря своей форме лежащей арки она воспринимает все горизонтальные нагрузки, передавая их на крайние массивные устои.

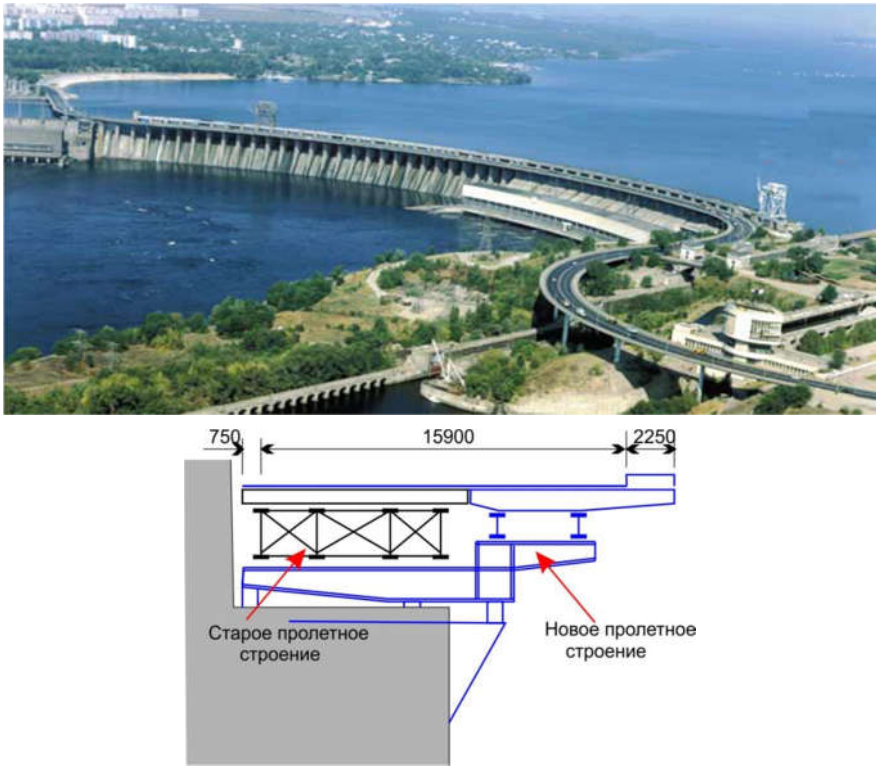


Рис. 25. Мостовой переход через р. Днепр по плотине ДнепроГЭС, г. Запорожье

После эстакады автодорожный переход проходит по верху плотины. Проезжую часть здесь требовалось расширить с двух до четырех полос движения. Существующие пролетные строения, хорошо сохранившиеся, решено было использовать, нарастив сбоку новые конструкции.

Для этого старые пролетные строения приподняли, подвели под них длинные металлические балки, образовавшие с одной стороны консоли (часть балок, находящаяся на весу). На эти консоли и устанавливались новые пролетные строения. Запроектированная стальная плита проезжей части имела оригинальную конструкцию. Для нее были применены замкнутые ребра таврового сечения, а стык плит был выполнен без стыка ребер за счет утолщения листа настила. Это решение прошло испытание временем.

В 2004–2006 годах началось строительство двух больших мостовых переходов через р. Днепр в городах Киеве и Запорожье.

ТЭО Подольского мостового перехода в г. Киеве было разработано еще в 1991 году Киевсоюздорпроектом совместно с Киевпроектом под руководством Г. Б. Фукса. В 2005–2006 годах, уже после начала рабочего проектирования, был составлен и утвержден скорректированный проект (Г. Б. Фукс). Рабочее проектирование всех мостовых сооружений было выполнено Проектным бюро «Мостобуд» (М. М. Корнеев, Н. Н. Сарычева, С. Л. Дитковский).

Общая длина перехода составила 7,5 км. В состав сооружений мостового перехода включены три стальных моста через Гавань, арочный мост через р. Днепр (пролёт 344 м), мост через р. Десенку, мост через о. Радужное и сталежелезобетонные эстакады по всей длине трассы и на развязках. Большая часть сооружений двухъярусная: в верхнем ярусе – автомобильный транспорт, в нижнем – метро. В процессе строительства был добавлен автодорожный мост на входе в Гавань и левоповоротный съезд с арочного моста, ранее не учтенные в проекте. Проезжая часть мостов и эстакад двухэтажная: автопроезд размещен в верхнем уровне, а рельсовый транспорт – в нижнем.

Строительство стального моста через пролив р. Десенки со стальной двухэтажной фермой высотой 7 м и пролетами длиной до 70 м было закончено в 2008 году (рис. 26). При этом были заложены основные параметры узлов фермы, которые в дальнейшем были использованы в более сложной конструкции фермы моста через р. Днепр.

Стальной мост через главное русло р. Днепра – арочный с пролетом 344 м, был запроектирован под шесть полос автомобильного движения, двух путей метро и для коммуникаций в виде труб большого диаметра. Арка, в основном очерченная параболической кривой, с отношением стрелки до прогона менее 0,2.

Проезжая часть моста ферменная, длина фермы 473 м по схеме 64+344+64 м.

Двухэтажная ферма шириной 35.8 м подвешена к аркам на канатах-подвесах, идущих с шагом 8 м. Арки объединены трубными связями, образующими полураскосную решетку. Собственный вес арок передается в шарнирной схеме с помощью временных шарниров. После передачи на шарнир собственного веса арки и веса связей шарниры омоноличиваются, и дальше арка работает как бесшарнирная.

Монтаж канатов было выполнен при положении фермы на 1 м выше проектного уровня. Далее фермы опускались на временные опоры, и канаты включались в работу. Контроль усилий в канатах был выполнен на основе шайб-тензодатчиков и измерения собственных частот колебания канатов.



Рис. 26. Подольский мостовой переход: слева мост через р. Днепр (завершается строительство), справа мост через р. Десенку (построен в 2008 году)

Проект мостового перехода через р. Днепр в г. Запорожье был разработан институтом «Киевсоюздорпроект». Автором трассы и планировочных решений был комплексный ГИП И. А. Панасюк. Проектирование эстакад из сборных железобетонных балок были выполнены институтом «Киевсоюздорпроект» (О. И. Сергеева, А. З. Штейнберг, С. В. Николаев).

Проектирование мостов через р. Днепр и протоку Старый Днепр, сталежелезобетонных эстакад и развязок было выполнено Проектным бюро ПАТ «Мостобуд» (М. М. Корнеев, Н. Н. Сарычева).

Мост через протоку Старый Днепр, входящий в систему строящегося перехода через р. Днепр в г. Запорожье, был запроектирован Проектным бюро «Мостобуд» в виде рамно-арочного моста с пролетом 264 м (рис. 27). Схема арочно-рамного распорного моста была предпочтительнее балочного многопролетного не только из-за отсутствия опор в русле протоки Старый Днепр, но и вследствие высоких гранитных берегов – удобных условий для арочного распорного моста.

Мост был запроектирован по схеме 105,5+128+105,5 м и длиной 340,6 м в осях

деформационных швов. Балка высоко поднята над водой, оперта на две береговые и на две промежуточные опоры в воде, высота которых более 50 м. Строительство было начато, но уже вскоре изменились заказчик и генеральный подрядчик, который изъявил желание использовать свой кран «Захарий», вместо большого плавучего 1200-тонного крана, строительство которого планировалось для этой и других крупных государственных строек.



Рис. 27. Проект моста через протоку Старый Днепр в г. Запорожье

Но «Захарий» был поврежден при строительстве нового Дарницкого моста в Киеве, поэтому выполнить указание и закончить строительство моста в Запорожье в 2012 году стало невозможным. По этой причине пришлось отказаться от первоначального проекта моста через Старый Днепр – мост в виде «бегущей лани» строить было просто нечем.

Проект «бегущей лани» был отменен и взамен ему сейчас строится обычный балочный мост. При этом «в никуда» ушли несколько лет проектных работ, а также стапель в Кривой бухте, подготовленный под сборку конструкций «бегущей лани».



Рис. 28. Мост через Владимирский спуск в г. Киеве

В 2019 году в Киеве был сдан в эксплуатацию велосипедно-пешеходный мост между парком «Крещатый» и Владимирской горкой. Основной особенностью моста есть то, что каждый из трех пролетов моста ориентирован в плане по-разному. На промежуточных опорах устроены широкие смотровые площадки (рис. 28).

Мост, имеющий ломаное в плане очертание, испытывает кручение, для его восприятия балка выполнена в виде трапециевидной коробки 2,4×3,0 м, имеющей высокую жесткость на кручение.

За пределами Украины

Украинские проектировщики разрабатывали конструкции мостов не только для территории Украины – достаточно вспомнить описанный выше Рижский мост. Но это не единственный объект, построенный за пределами Украины. В первую очередь, нужно указать на запроектированный в 1988 году (Г. Б. Фукс и М. М. Корнеев) и построенный по очередям (в 1989 г. и в 1994 г.) автодорожный мост через р. Иртыш (рис. 29).



Рис. 29. Мост через р. Иртыш в г. Омске

Пролетное строение моста выполнено по схеме 84+136,5+168+136,5+84 м. Пролетное строение выполнено раздельным под каждое направление движения, с шириной каждого проезда 14,15 м. Каждая балка жесткости состоит из двух коробок высотой 3,2 м и шириной 1,92 м, объединенных сверху ортотропной плитой, в центральном пролете балки жесткости поддержаны подпругами.

В 2001 году Проектным бюро ПАТ «Мостобуд» (М. М. Корнеев) был запроектирован автодорожный вантовый мост через р. Шайтанку в г. Салехарде с рестораном на пилоне. Это вантовая конструкция с главным пролетом 100 м и боковым пролетом 50 м (рис. 30).

Балка жесткости имеет открытое поперечное сечение со строительной высотой 2.07 м. Ортотропная плита проезда оперта на две главные балки постоянной высоты 2200 мм, расстояние между которыми составляет 13,5 м.

Балка подвижно оперта на опорах главного пролета и защемлена в устое-противовесе. Усилия в балке регулируются за счет изменений усилий в вантах и за счет поворота торца перед фиксацией в устое.



Рис. 30. Мост в г. Селехарде

Отличительной особенностью этого моста является пилон, наклоненный в сторону главного пролета, а не, как обычно, в противоположную сторону. По наклонному пилону этого моста движутся лифты, доставляющие посетителей в ресторан, внутри пилона расположены пожарные эвакуационные лестницы.

Распор от вант, неуравновешенный при наклонном пилоне, передан на устой подземной распоркой из двух труб диаметром 1420×20 мм, наполненных бетоном, которая расположена под землей между фундаментами пилона и устоя. Монтировался пилон вертикально, а затем осуществлялся его поворот вокруг расположенного внизу шарнира. Мост построен в 2003 году. В это же время был построен расположенный в той же нефтеносной провинции мост через протоку Веллапарад возле Уренгоя.

В 2012 году ООО «Киевстройпроект», который был создан на базе Проектного бюро ПАТ «Мостобуд», запроектировал криволинейные автодорожные балочные эстакады мостов через Большую и Малую Невки (рис. 31) в составе Западного скоростного диаметра в г. Санкт-Петербурге (М. М. Корнеев, С. Л. Дитковский). Следует отметить, что были реализованы 130-метровые пролеты, что близко к теоретически предельным для балочного сталежелезобетонного моста. Мосты построены в 2017 году.

По проекту этой же организации строится автодорожный мост через р. Тура в г. Тюмени.



Рис. 31. Мост в г. Санкт-Петербурге

Трубопроводные переходы

Своеобразными мостами, отличающимися от обычных лишь тем, что по ним транспортируется жидкость или газ, являются воздушные переходы продуктопроводов. Довольно много таких конструкций было запроектировано Укрпроектстальконструкцией (В. И. Киреенко, А. С. Гольдштейн). Ниже описаны лишь некоторые из них.

В 1958 году на нефтепроводе «Долина-Дрогобыч» был запроектирован и построен переход через р. Стрый у г. Стрый. Это конструкция типа висячего моста с четырьмя пролетами по 120 м и пилонами высотой 12,8 м, у которой балкой жесткости служит труба нефтепровода (рис. 32).

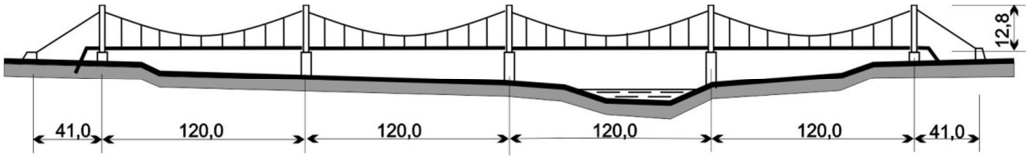


Рис. 32. Трубопроводный переход через р. Стрый

В 1961 году на магистральном нефтепроводе «Дружба» было построено два воздушных перехода. Один из них арочный с пролетом 48 м расположен на переходе через р. Латорица (рис. 33), другой тоже арочный, но с пролетом 80 м, расположен на переходе через р. Опир.



Рис. 33. Арочный переход на нефтепроводе «Дружба»

В шестидесятые годы было построено несколько переходов нефтепровода диаметром 529 мм, запроектированных по простейшей вантовой схеме (рис. 34). Величины пролетов были равны 50 м и 75 м, диаметр несущего каната – 36 мм.

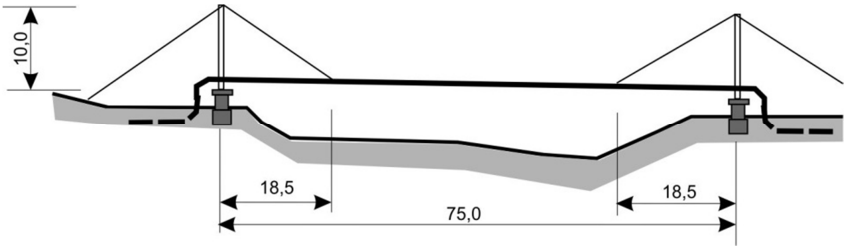


Рис. 34. Переход с простым вантовым подкреплением



Рис. 35. Висячая система перехода через р. Опир

В 1982 году был построен еще один висячий переход через р. Опир, в этот раз на нефтепроводе «Мозырь-Ужгород». Он представляет собой однопролетную висячую систему пролетом 80 м с двумя несущими канатами диаметром 63 мм,

очерченными по параболической кривой со стрелкой провисания 10 м (рис. 35). Нефтепровод двухниточный, диаметр труб 529 мм.

В 1972 году был разработан экспериментальный проект газопроводного перехода пролетом 800 м через р. Сырдарья в виде провисающей нити со стрелой провисания 57,4 м (рис. 36, *а*). Разница в уровнях земли и пилонов на правом и левом берегу реки 100 м. Газопроводная труба диметром 426 мм усилена поддерживающими тросами. Переход не имеет каких-либо устройств для горизонтального раскрепления и под действием ветра может свободно отклоняться от вертикали.

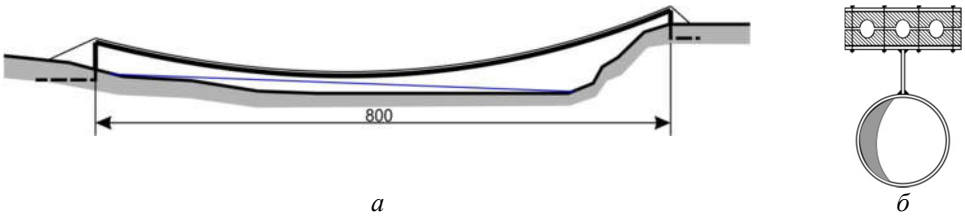


Рис. 36. Переход через р. Сырдарья: *а* – схема, *б* – поперечный разрез

Пролетная конструкция состоит из двух совместно работающих на растяжение элементов трубы и поддерживающих канатов, провисающих по одинаковой кривой за счет системы связывающих их шпангоутов (рис. 36, *б*). Такая конструкция использует несущую способность трубы и одновременно позволяет производить замену ее звеньев в процессе эксплуатации.

В комплексе обустройства Оренбургского газоконденсатного месторождения по проектам Укрпроектстальконструкции, выполненным в 1975 и 1976 годах (Э. С. Дудник) было построено два перехода через реку Урал (рис. 37 и 38). Первый из них (сооружение УКПГ-12) несет две трубы диаметром 720 мм и представляет собой однопролетную висячую систему с двумя кабелями по два каната диаметром 63,5 мм в каждом. Балка жесткости состоит из двух прокатных двутавров высотой 600 мм, подвешенных к несущим кабелям через 14, 0 м.

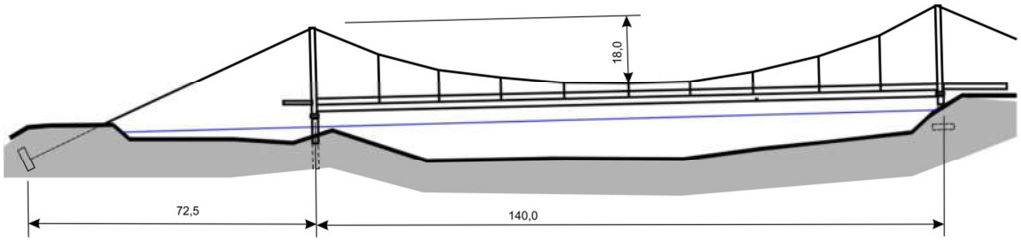


Рис. 37. Переход через р. Урал УКПГ-12

Второй переход (сооружение УКПГ-15) предназначен для пяти пар труб: очищенного газа – 2∅ 325×10, конденсата – 2∅ 377×15, неочищенного газа – 2∅ 720×11 и метана – 2∅ 108×5 и 2∅ 57×5. Все они располагаются в горизонтальном ряду на поперечинах балки жесткости.

Висячая система моста двухпролетная с пролетами по 132 м, с двумя несущими кабелями, состоящими из четырех канатов диаметром 68 мм. Для восприятия дополнительных распоров, которые могут возникнуть при несимметричной нагрузке, предусмотрены верхние затяжки из канатов диаметром 42, 5 мм.

Балка жесткости состоит из двух прокатных двутавров высотой 600 мм и поперечных сварных балок той же высоты, идущих с шагом 12,0 м, на которые и укладываются трубы. Подвески балки жесткости к несущим кабелям также идут с шагом 12,0 м.

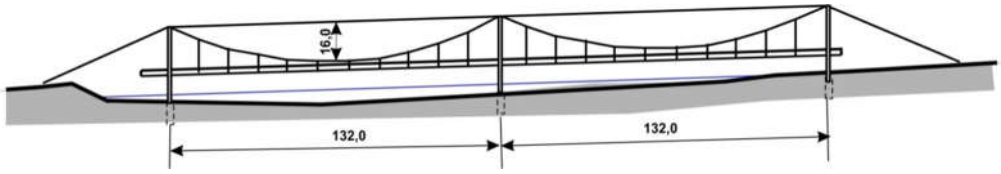


Рис. 38. Переход через р. Урал УКПГ-15

В 1982 году разработан проект висячего перехода авиакеросинопровода через р. Ангару в г. Ангарске (рис. 39). Конструкция представляет собой провисающую нить с поддерживающими канатами пролетом 450 м. В этом проекте была оригинальным способом решена характерная для конструкций в форме провисающей нити проблема малой горизонтальной жесткости.

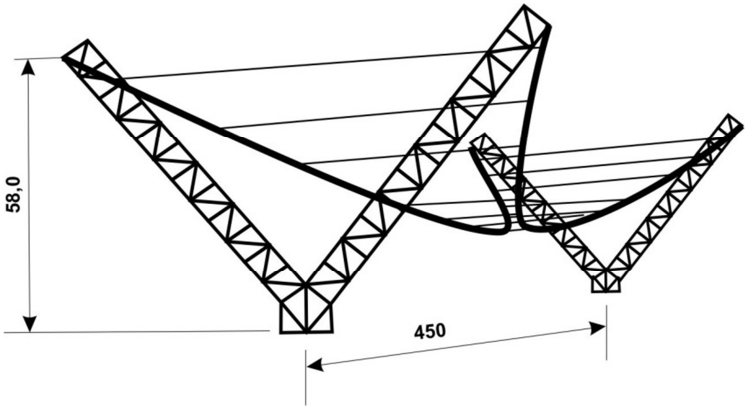


Рис. 39. Конструктивная схема перехода продуктопровода через р. Ангара

Использовано решение, обеспечивающее необходимую несущую способность и жесткость пролетной конструкции как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскостях. Две нитки продуктопровода, подвешенные к вершинам V-образных

пилонов, провисают по пространственной кривой, что достигается путем уменьшения длин растяжек, соединяющих трубы, от опор к середине пролета.

Исследовательские работы

К числу достижений Украинской школы мостостроения относятся и исследовательские работы, сопровождавшие (иногда и опережавшие) проектирование упомянутых мостовых сооружений. Они были посвящены вопросам конструирования и расчета мостовых сооружений, зачастую в этих работах предлагались методы расчета далеко выходившие за рамки собственно мостовых конструкций. Типичным примером здесь может служить монография А. А. Уманского [62], где были описаны методы расчета неразрезных балок на упруго проседающих опорах.

Важную роль сыграли классические исследования Е. О. Патона [38–58]. Они посвящены анализу весовых показателей мостовых конструкций [42], выбору оптимальной системы решетки мостовой фермы [47, 43]. Чрезвычайно важными были фундаментальное обобщение и критический анализ опыта проектирования и строительства стальных мостов, которое содержится в учебниках, написанных им самостоятельно и в соавторстве с Б. Н. Горбуновым [43, 44, 53–55]. Наконец, невозможно переоценить научный вклад Евгения Оскаровича в становление сварных мостовых конструкций, о котором сказано выше.

Интересные исследования были выполнены в связи с разработкой методов расчета предварительно напряженных вантовых конструкций [26, 61, 59], большой комплекс исследований был выполнен в Институте электросварки по отработке конструктивных решений ортотропных плит.

Начиная с работы руководимой Е. О. Патоном Киевской мостоиспытательной станции, в Украине развивались исследования динамической работы мостов. Были проведены многочисленные натурные испытания мостов и обоснованы применяющиеся в нормах проектирования коэффициенты динамичности. Дальнейшее развитие проблема динамики мостов получила в Днепропетровском институте железнодорожного транспорта, где работала созданная в 1958 году по инициативе Н. Г. Бондаря уникальная, единственная в СССР научно-исследовательская лаборатория динамики мостов.

Здесь развивались методы динамического расчета мостов [7], были проведены исследования взаимодействия моста с подвижной нагрузкой [8, 18], выполнен комплекс работ по аэродинамике мостов [15], изучены вопросы гашения колебаний и борьбы с вибрациями [6, 14]. На протяжении многих лет Днепропетровская школа доминировала в проблеме постановки натурных испытаний, в создании соответствующих методологических подходов и разработке инструментария [16, 68, 69].

Ряд работ был посвящен описанию, анализу и обобщению накопленного

практического опыта проектирования мостовых конструкций. Детальные описания использованных приемов конструирования, возникающих трудностей и способов их преодоления, связанные с разработкой конкретных объектов [21, 24, 28–34, 63–65], являются бесценными вкладами в общую копилку инженерного опыта. И особенно важно, когда такой опыт обобщается [20, 23, 27] и предстает в форме практических рекомендаций.

Примером здесь может служить многотомный курс по проектированию стальных мостов, написанный Е. О. Патоном, который он совместно со своим учеником Б. Н. Горбуновым непрерывно совершенствовал. Этот курс вышел несколькими изданиями и стал подлинной энциклопедией мостостроения.

Краткие выводы

Украинская школа проектирования и исследования стальных мостов внесла заметный вклад в теорию и практику мостостроения. Многие ее достижения обогатили не только отечественный, но и мировой опыт. Мы можем гордиться такими выдающимися представителями этой школы, как А. Е. Струве, Е. О. Патон, Б. Н. Горбунов, В. И. Киреенко, Г. Б. Фукс.

Литература

[1] Korniev M. M. The South Bridge, Kyiv, Ukraine / M. M. Korniev, G. B. Fuks // Sructural Engineering International. – 1994. – Vol 4. – P. 223–225.

[2] Korniiev M. Podilskyi Arche bridge in Kiev / Michael Korniiev, Vladimir Bolikov, Friedhelm Eric Rentmeister // Proceeding of 9th International Conference on Arch Bridges : Porto, Portugal. – 2019. – P. 595–603.

[3] Баренбойм И. Ю. Индустриальное строительство мостов / [Баренбойм И. Ю., Карасик М. Е., Кириенко В. И., Лившиц Я. Д.] – К. : Будівельник, 1978. – 208 с.

[4] Баренбойм И. Ю. Вантовый мост через Днепр в Киеве / И. Ю. Баренбойм, Г. Б. Фукс, М. Е. Карасик // Транспортое строительство. – 1972. – № 8–10

[5] Бондарь Н. Г. Гашение колебаний пролетных строений мостов / Н. Г. Бондарь, А. Л. Закора, М. И. Казакевич // Надежность и долговечность машин и сооружений. – Вып. 6. – К. : 1984. – С. 103–109.

[6] Бондарь Н. Г. Как работают мосты / Н. Г. Бондарь. – К. : Наукова Думка, 1986. – 120 с.

[7] Бондарь Н. Г. Динамика железнодорожных мостов / [Бондарь Н. Г., Казей И. Н., Лесохин Б. Ф., Козьмин Ю. Г.] – М. : Транспорт, 1965. – 411 с.

[8] Бондарь Н. Г. Взаимодействие железнодорожных мостов с подвижным составом /[Бондарь Н. Г., Козьмин Ю. Г., Ройтбург З. Г. и др.] – М. : Транспорт, 1984. – 272 с.

[9] Гольдштейн А. С. Висячие и арочные переходы нефтепроводов / А. С. Гольдштейн, В. И. Киреенко. – М. : Недра, 1964. – 115 с.

[10] Горбунов Б. М. Додаткові напруги поземого згину в поясах мостових зв'язнів від цупкости вузлів підо впливом сторчового обтяження / Б. М. Горбунов. – К. : [б.в.], 1932. – 24 с.

[11] Горбунов Б. Н. Сплошные сварные балки и мосты / Б. Н. Горбунов – М.-Л. : Стройиздат, 1941. – 140 с.

[12] Дарчук О. І. Оцінка надійності металевих конструкцій мостів на основі імовірнісної механіки втомного руйнування / О. І. Дарчук, Й. Й. Лучко // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій.– Львів : Каменяр, 2002. – Вип. 5. – С. 463–470.

[13] Дудник Э. С. Опыт реконструкции больших мостов с целью предупреждения аварий и повышения их долговечности / Э. С. Дудник // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2000. – № 59. – С. 43–48.

[14] Закора А. Л. Гашение колебаний мостовых конструкций / А. Л. Закора, М. И. Казакевич. – М. : Транспорт, 1983. – 134 с.

[15] Казакевич М.И. Аэродинамика мостов — М.: Транспорт, 1987 — 240 с.

[16] Казакевич М. И. Методика натурных испытаний и длительных наблюдений мостов и переходов / [Казакевич М. И. и др.] // Вопросы динамики мостов и теории колебаний. – Днепропетровск : 1980. – Вып. 207/24 – С. 58–65.

[17] Казакевич М. И. Стабилизация вант при действии ветра и подвижных загрузок / М. И. Казакевич, А. Л. Закора // Вестник машиностроения. – 1998. – № 2. – С. 21–25.

[18] Казакевич М. И. К нормированию уровня допустимых вибраций в системе «пешеход-мост» / М. И. Казакевич, М. М. Кварцов, А. Л. Закора // Вопросы динамики мостов и теории колебаний. – Днепропетровск : ДГИЖТ, 1984. – С. 50–65.

[19] Киреенко В. И. Конструктивные решения и расчет висячих и арочных переходов / В. И. Киреенко // Строительство трубопроводов. – 1962. – № 8. – С. 12–15.

[20] Киреенко В. И. Вантовые мосты / В. И. Киреенко. – К. : Будівельник, 1967. – 144 с.

[21] Киреенко В. И. Вантовый металлический мост в г. Коростень / В. И. Киреенко // Транспортное строительство. – 1973. – № 6.

[22] Киреенко В. И. Вантовый мост через Днепр / В. И. Киреенко // Транспортное строительство. – 1983. – № 1. – С. 8–11.

[23] Киреенко В. И. Вопросы проектирования вантовых мостов / В. И. Киреенко // Исследования и разработки по висячим и вантовым металлическим конструкциям : труды ЦНИИпроектстальконструкция – М. : ЦНИИ ПСК, 1980. – С. 53–61.

[24] Киреенко В. И. Криволинейная автодорожная эстакада ДнепрГЭСа / В. И. Киреенко // Транспортное строительство. – 1980. – № 10. – С. 8–11.

[25] Киреенко В. И. Висячие трубопроводные переходы / [Киреенко В. И., Шимановский В. Н., Коршунов Д. А., Смирнов Ю. В.] – К. : Будівельник, 1968. – 158 с.

[26] Корнеев М. М. Регулирование усилий, оценка надежности и конструктивные расчеты вантовых мостов : автореф. дис. канд. техн. наук : спец. 05.23.15 / М. М. Корнеев. – М. : 1987. – 23 с.

[27] Корнеев М. М. Стальные мосты : теоретическое и практическое пособие по проектированию / М. М. Корнеев. – К. : ВАТ Мостобуд, 2003. – 547 с.

[28] Корнеев М. М. Вантовый мост в Салехарде / М. М. Корнеев // Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення : труды семинара. – К. : Техніка, 2002.

[29] Корнеев М. М. Стальные мосты : теоретическое и практическое пособие по проектированию : в 2 т. / М. М. Корнеев – К. : Академпрес, 2010. – [532 + 490] с.

[30] Корнеев М. М. Стальные мосты: Теоретическое и практическое пособие по проектированию : в 3 т. / М. М. Корнеев. – К. : Ультрадрук, 2018. – [390+445+541] с.

[31] Корнеев М. М. Устойчивость мостов : пособие по проектированию / М. М. Корнеев. – К. , ТОВ НТП Интерсервис, 2016. – 209 с.

[32] Корнеев М. М. Сталежелезобетонные мосты : пособие по проектированию / М. М. Корнеев. – Санкт-Петербург : ФГБОУ ВПО ПГУПС, 2015. – 400 с.

[33] Корнеев М. М. Вантовый мост на въезде в Одесский морской порт / М. М. Корнеев, Ф. Э. Рентмайстер // Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення : труды семинара. – К. : Техніка, 2000.

[34] Корнієв М. М. Ортотропна плита підйомного прогону моста через Гавань у Києві / М. М. Корнієв // Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення : праці семінару. – К. : Техніка, 2000. – С. 129–136.

[35] Лата В. Проект моста через р. Днепр, у «Волчьего горла», на 169 вер. Второй Екатерининской жел. дор. – Санкт-Петербург : типо-лит. С. Н. Цепова, 1902–1903. – 36 с.

[36] Лучко Й. Й. Мости: конструкції та надійність / [Лучко Й. Й., Коваль П. М., Корнієв М. М., Лантух-Лященко А. И., Хархаліс М. Р.] – Львів : Каменяр, 2005. – 989 с.

[37] Лучко Й. Й. Мости: конструкції та надійність : Довід. / [ред.: В. В. Панасюк, Й. Й. Лучко; Фізико-механ. ін-т ім. Г.В.Карпенка НАН України]. – Л. : Каменяр, 2005. – 989 с.

[38] Патон Е. О. Еще о новом мосте через р. Днепр в Киеве / Е. О. Патон // Строительная промышленность. – 1925. – № 11.

[39] Патон Е, О. Еще одна система железных разборных ферм / Е. О. Патон // Техника и экономика путей сообщений. – 1920. – № 11–14.

[40] Патон Е. О. Восстановление мостов. Ч.3. Таблицы и расценки / Е. О. Патон. – К. : Изд. Центр. упр. жел. дор. транспорта, 1924. – 154 с.

[41] Патон Е. О. Руководство по восстановлению разрушенных железнодорожных мостов / Е. О. Патон. – К. : Техн. упр-е НКПС, 1921. – 420 с.

[42] Патон Е. О. Вес железных мостов для железной, обыкновенной и пешеходной дорог с фермами балочно-разрезной, консольной и арочной системы / Е. О. Патон – [2-е изд., пересост. и значит, доп.] – К. : тип. С. В. Кульженко, 1905. – 59 с.

[43] Патон Е. О. Железные мосты : в 4 т. / Е. О. Патон. – [2-е изд. в полной перераб. со многими доп.] – К. : тип. т-ва И. Н. Кушнерев и К0, 1909–1913.

[44] Патон Е. О. Железные мосты. Составление эскизов / Е. О. Патон. – К. : Киевское книжное изд-во, 1925. – 258 с.

[45] Патон Е. О. Железные мосты / Е. О. Патон. – Киев, изд-во КПИ, 1913. – т. II. – 188 с.

[46] Патон Е. О. Дополнительные напряжения мостовых ферм от жесткости узлов и их практическое значение / [Патон Е. О. и др.] – М. : Транспечать, 1930. – 318 с.

[47] Патон Е. О. К вопросу о двухраскосных фермах / Е. О. Патон. – К. : 1905. – Ч.1+. – К. : 1906. – 36 с.

[48] Патон Е. О. К вопросу о разборных железнодорожных мостах / Е. О. Патон. – К. : изд-во КПИ, 1916.

[49] Патон Е. О. К вопросу о разборных железных мостах / Е. О. Патон. – К. : И. И. Самоненко, 1916. – 68 с.

[50] Патон Е. О. Таблицы для расчета железных конструкций и мостов / Е. О. Патон. – [4-е изд., доп. новыми табл.] – К. : тип. т-ва И. Н. Кушнерев и $К^0$, 1915. – 46 с.

[51] Патон Е. О. О сварных мостах / Е. О. Патон, В. В. Шеверницкий // Вести машиностроения. – 1948. – № 8. – С.49–53.

[52] Патон Е. О. Разгрузка поясов мостовых ферм продольными балками / Е. О. Патон, Б. Н. Горбунов // Институт инженерных исследований НКПС : 10-й сборник. – М. : Транспечать, 1926.

[53] Патон Е. О. Стальные мосты. Том 1. Фермы балочной системы. Материал и заклёпки / Е. О. Патон, Б. Н. Горбунов. – Харьков-Киев : Гос. науч.-техн. изд-во Украины,1935. – 814 с.

[54] Патон Е. О. Стальные мосты. Том 2. Опорные части балочных ферм и шарниры консольных ферм / Е. О. Патон, Б. Н. Горбунов. – К. : Государственное научно-техническое издательство Украины, 1936. – 171 с.

[55] Патон Е. О. Стальные мосты. Т. 1 : Фермы балочной системы. Материал и заклепки / Е. О. Патон, Б. Н. Горбунов. – К. : Издательство Кассы взаимопомощи студентов Киевского политехнического ин-та, 1930 . – [4 изд., перераб.] – 780 с.

[56] Патон Е. О. Опытный мост киевского бюро ЦИС НКПС и результаты его испытаний / [Патон Е. О., Клех Е. А., Бобылев М. М., Козловский Н. И.] – К. : Издание ЦИС, 1931. – 207 с.

[57] Патон Е. О. К вопросу о сварных железнодорожных мостах / Е. О. Патон, В. В. Шеверницкий // Сборник трудов по автоматической сварке под флюсом. – К. : Изд-во АН УССР, 1948. – № 1. – С. 7–14.

[58] Патон Е. О. Сталь для сварных мостов / Е. О. Патон, В. В. Шеверницкий // Автогенное дело. – 1949. – № 6. – С. 3–7.

[59] Перельмутер А. В. Определение усилий предварительного напряжения и проверка несущей способности конструкций во время монтажа / А. В. Перельмутер // Строительная механика и расчет сооружений. – 1971. – № 5. – С. 54–57.

[60] Петропавловский А. А. Проектирование металлических мостов / А. А. Петропавловский, Н. Н. Богданов, Н. Г. Бондарь. – М.: Транспорт, 1982. – 319 с.

[61] Трофимович В. В. Проектирование предварительно напряженных вантовых систем / В. В. Трофимович, В. А. Пермяков. – К. : Будівельник, 1970. – 140 с.

[62] Уманский А. А. Наплавные мосты. Расчет основной цепи / А. А. Уманский. – К.-Х. : Техническое изд-во, 1931. – 160 с.

[63] Фукс Г. Б. Южный мостовой переход в Киеве / Г. Б. Фукс // Строительство и архитектура. – 1985. – № 9. – С. 6–7.

[64] Фукс Г. Б. Уникальный мостовой переход через Днепр / Г. Б. Фукс, В. Н. Грищенко // Транспортное строительство. – 2005. – № 8. – С. 10–12.

[65] Фукс Г. Б. Вантовые мосты по украинским проектам / Г. Б. Фукс, М. М. Корнеев // Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення : труды семинара. – К. : Техніка, 1998. – 9 с.

[66] Шимановский В. Н. Висячие системы / В. Н. Шимановский. – К. : Будівельник, 1984. – 208 с.

[67] Шимановский В. Н. Расчет висячих конструкций (нитей конечной жесткости) / В. Н. Шимановский, Ю. В. Смирнов, Р. Б. Харченко. – К. : Будівельник, 1973. – 198 с.

[68] Шульман З. А. Автоматизированная система инструментального мониторинга большепролетного висячего моста / З. А. Шульман // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2016. – № 1. – С. 36–42.

[69] Шульман З. А. Действительная работа вантового автодорожного моста при воздействии реальных динамических нагрузок / З. А. Шульман // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2016. – № 1. – С. 15–20.

Українська школа проєктування сталевих мостів

[1]**Перельмутер А. В.,** д-р техн. наук, [2]**Корнієв М. М.,** канд. техн. наук

[1]НВО SCAD Soft, Україна
[2]ТОВ «Київбудпроект», Україна

Анотація. Розглянуто історію розвитку Української школи проєктування сталевих мостів, яка почала своє існування ще в середині 19-го століття і вже тоді відзначилася низкою чудових результатів, зокрема, конструкцією багатогратчастих залізничних мостів системи А. Е. Струве. Серйозну теоретичну основу цієї школи було закладено Є. О. Патоном. Його фундаментальний аналіз конструктивної форми мостів, класифікація та зіставлення, виявлення придатності та недоліків тих чи інших схемних і конструктивних рішень прогонових будов багато в чому визначили шляхи розвитку і стиль роботи його учнів. Описано створені ними нові споруди та методи відновлення зруйнованих мостів. Вказано на ініційований саме Української школою принципово важливий перехід до зварних конструкцій мостів і на реальні досягнення, які було здійснено за цих умов, – такі, наприклад, як міст Патона, свого часу найбільший в світі зварний міст. До безумовних досягнень належить серія видатних вантових мостів, запроєктованих і побудованих Г. Б. Фуксом. Важливі досягнення має Українська школа в проєктуванні висячих трубопровідних переходів, у використанні високоміцних сталей. Низку піонерних теоретичних робіт було присвячено розрахунку наплавних мостів, попередньо напружених мостових конструкцій, динаміці мостів, іншим дослідженням в науці про мости.

Ключові слова: проєктування, сталеві конструкції, мости, конструктивна форма, методи відновлення

Ukrainian Academic School for Steel Bridge Design

[1]**A. Perelmuter,** Dr. Sc. (Eng.), [2]**M. Korniev,** Cand. Sc. (Eng.)

[1]RPA SCAD Soft, Ukraine
[2]LLC «Kievstroyproekt», Ukraine

Abstract. The history of development of the Ukrainian academic school for steel bridge design, which began its existence in the middle of the 19th Century and already then distinguished itself with a number of remarkable results, in particular, the design of multi-lattice railway bridges of the A. E. Struve system, is considered. A serious theoretical foundation for this school was laid by E. O. Paton. His fundamental analysis of the structural form of bridges, classification and comparison, identification of advantages and disadvantages for certain lay-out and structural solutions of bridge span structures largely predetermined the development paths and work style of his students. The article describes the new structures they created and methods for restoration of destroyed bridges. It points to the fundamentally important transition to welded bridge structures initiated by the Ukrainian academic school and to real achievements that followed, such as, for example, the Paton Bridge, the world's largest welded bridge at that time. Among the undoubted achievements is a series of outstanding cable-stayed bridges designed and built by G. B. Fuchs. The Ukrainian academic school has important achievements in the design of hanging pipeline crossings, in the use of high-strength steels. A number of pioneer theoretical works were devoted to the calculation of floating bridges, pre-stressed bridge structures, bridge dynamics, and other research in bridge science.

Key words: bridges, design, restoration methods, steel structures, structural form.

Надійшла до редколегії 09.11.2020 р.

УДК 624.971.2:62(09)

Украинская школа проектирования высотных конструкций

Перельмутер А. В., д-р техн. наук

НПО SCAD Soft, Украина

Аннотация. В обзоре, подготовленном на основании литературных источников и собственного опыта автора, рассматривается история возникновения и развития основных идей, определивших конструктивную форму высотных сооружений, запроектированных силами украинских проектировщиков. Сообщается, как, развивая аэродинамический подход к их проектированию и основываясь на идее создания цельносварных высотных сооружений, здесь удалось получить ряд замечательных результатов. Были созданы конструкции ряда известных телевизионных башен. Среди них долго остававшаяся крупнейшим в мире стальным высотным сооружением башня Киевского телецентра. Указывается на такие достижения Украинской школы проектирования высотных сооружений, как проекты большепролетных антенных сетей нового типа, создание мачтовых конструкций, объединенных оттяжками в единую систему, несимметричная компоновка башенных конструкций, способы и конструктивные решения для борьбы с вибрациями, разработка и внедрение монтажа башенных систем методом подращивания и другие. Сообщается о научно исследовательских работах, обосновавших новые подходы к проектированию высотных конструкций.

Ключевые слова: высотное сооружение, конструктивная форма, аэродинамический подход, проектирование, телевизионная башня, антенная сеть, метод подращивания

Высотными принято называть сооружения, высота которых намного превышает их размеры в поперечном сечении. К высотным сооружениям относятся опоры антенных сооружений связи (радио и телевидения), опоры воздушных линий электропередачи и открытых распределительных устройств, вытяжные башни, вентиляционные и дымовые трубы, осветительные и метеорологические вышки, маяки, водонапорные башни и многие другие сооружения.

Высотные конструкции объектов связи и радиовещания, а также и другого назначения, традиционно проектировались в московском институте «Проектстальконструкция», основатель которого, В. Г. Шухов, создал знаменитые сетчатые башни гиперболоидной формы, а руководимый А. Г. Соколовым коллектив совершил прорыв в высотном строительстве, предложив башни так называемого обтекаемого типа. Монополизм института «Проектстальконструкция» закончился лишь во второй половине XX века.

1. Высотные конструкции объектов связи

В Украину проектирование высотных сооружений пришло в начале пятидесятых годов, когда созданное в г. Киеве институтом «Проектстальконструкция» особое проектное бюро стало уже самостоятельной Проектной конторой «Проектстальконструкция» (ПК ПСК), накопило определенный опыт

выполнения ответственных инженерных проектов и начало конкурировать со своей alma mater.

В 1953–1955 годах, одновременно с проектированием опор для линий электропередачи ПК ПСК по заказам Николаевского, Новосибирского и Ленинградского заводов металлических конструкций выполнила ряд работ по конструкциям башен и мачт (главным образом, на стадии КМД).

В начале 50-х годов ГСПИ Министерства связи (Г. А. Савицкий) совместно с институтом «Проектстальконструкция» (А. Г. Соколов) запроектировал конструкции сверхмощного центра радиовещания для удаленных радиослушателей, отражающая система которого состояла из тринадцати вертикальных мачт высотой 186 м, расположенных в плане по параболической кривой (рис. 1).

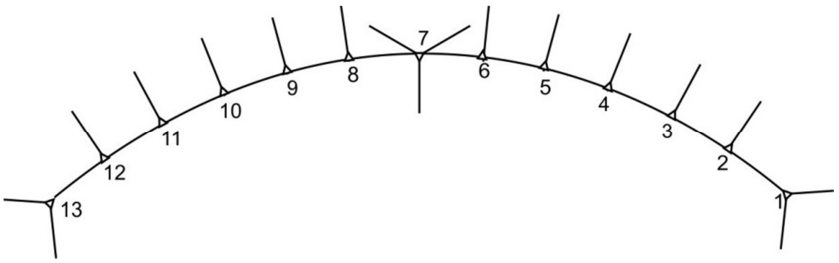


Рис. 1. План отражающей системы

Мачты решетчатые, трехгранные, со стороной в плане 2,2 метра и с шарнирным опиранием на фундамент. Устойчивость системы обеспечивалась следующим образом: крайние и средняя мачты расчаливались в трех направлениях четырьмя ярусами оттяжек, а промежуточные мачты имели только четыре наружные радиальные оттяжки и были связаны в общую систему большим количеством горизонтальных канатов, которые образовывали поверхность, отражающую радиоволны (рефлектор).

Перемещающиеся облучающие устройства располагались на башне высотой 91,5 м, установленной на специальную опорную раму, которая с помощью катков передвигается вдоль фронта отражателя по специальным рельсовым путям. В 1955 году по заказу Николаевского завода металлоконструкций деталировочные чертежи (КМД) этой башни были разработаны в ПК ПСК.

Эта работа, как и упомянутые выше другие работы по выполнению чертежей КМД башен и мачт, стали поводом для установления деловых контактов с ГСПТ Министерства связи СССР, сотрудничество с которым продолжилось на многие годы.

Проекты телевизионных опор (старт)

В эти же годы в Советском союзе начало бурно развиваться телевидение. В то время единственным средством доставки телевизионного сигнала потребителю был эфир. Поскольку ультракороткие радиоволны можно принимать только в пределах прямой видимости, возникла необходимость в строительстве высоких телевизионных башен. Важный этап развития телевидения заключался в строительстве уникальных телевизионных башен большой высоты в Москве, Ленинграде и в столицах союзных республик. Первоочередными были проекты башен высотой 300 м для Ленинградского радиотелевизионного передающего центра, высотой 400 м для Пекина и высотой 500 м для Москвы.

Проектирование телевизионных башен в то время было сосредоточено в Москве, в институте «Проектстальконструкция». Однако ГСПИ Минсвязи СССР, который выступал в роли генерального проектировщика, в порядке конкурса поручил эскизное проектирование этих башен трем проектным организациям: ГПИ «Проектстальконструкция», ПК ПСК и Моспроекту.

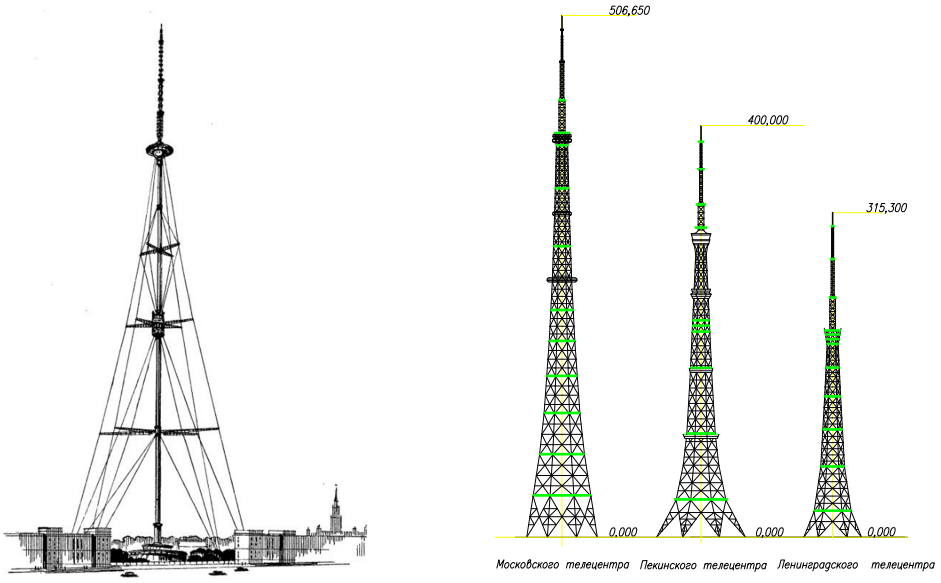
Для московской телевизионной башни ГПИ «Проектстальконструкция» представил 7 вариантов конструктивного решения, из которых основным (рекомендуемым) был вариант трубчатой мачты с крутопадающими оттяжками, подкрепленными реями (рис. 2, *а*). Моспроект представил 5 вариантов, из которых основным был предложен вариант шестигранной стальной башни, установленной на железобетонный постамент. ПК ПСК разработал один вариант опоры в виде восьмигранной стальной решетчатой башни.

В работе ПК ПСК аналогичные конструктивные идеи использовались для Пекинской и Ленинградской башен с той лишь разницей, что они были шестигранными (рис. 2, *б*). Руководил разработкой О. И. Шумицкий, консультантом был главный специалист ГСПИ Минсвязи СССР, лауреат Ленинской премии Г. А. Савицкий.

Макеты представленных на конкурс конструкций были выставлены в московском манеже. Выставку осмотрел Генеральный секретарь ЦК КПСС Н. С. Хрущев. При этом Никита Сергеевич не высказался в пользу какого-либо варианта, но спросил, нельзя ли, чтобы башня была полностью железобетонной (незадолго до этого было выпущено постановление ЦК КППСС и Совмина о развитии железобетона).

К участию в конкурсе срочно был подключен дополнительный вариант: железобетонная башня института «Моспроект», запроектированная под руководством инженера Николая Васильевича Никитина. Естественно, что этот вариант и был утвержден, несмотря на то, что по технико-экономическим показателям выиграла бы металлическая башня, поскольку расход арматуры в

железобетонном варианте почти равнялся расходу стали в варианте стальной башни.



а *б*

Рис. 2. Эскизные проекты: *а* – Московский телецентр (вариант ГПИ «Проектстальконструкция»), *б* – Московский, Пекинский и Ленинградский телецентры (варианты ПК ПСК)

До реализации были доведены лишь проект Н. В. Никитина для Московского телецентра (Останкинская башня) и проект ПК ПСК для Ленинградского телецентра.

Башня Ленинградского телецентра

Рабочий проект этой башни высотой 316 м выполнялся в 1957–1959 годах под руководством О. И. Шумицкого тремя бригадами – конструкторов (В. И. Нечаев), расчетчиков (П. М. Сосис) и технологии монтажа (Л. Г. Дмитриев). Последние разрабатывали вариант монтажа способом подращивания с проверкой всех монтажных состояний конструкции. В окончательно принятом проекте от монтажа методом подращивания отказались.

Башня (рис. 3) построена в 1962 году. Несущая башня шестигранного сечения выполнена с крестовой решеткой с предварительно натянутыми трубчатыми раскосами. На несущей башне установлен каркас технического здания, выше которого расположена этажерка из трех призматических секций квадратного сечения. Между основанием башни и техническим зданием внутри каркаса закреплена шахта лифта.



Рис. 3. Башня в г. Санкт-Петербурге

Впервые в практике строительства конструкция башни решена цельносварной из трубчатых элементов без использования фланцевых стыков пояса. Трубы изготовлены из стали 15ХСНД. Стыки трубчатых элементов – на остающейся кольцевой подкладке. Диаметры труб вертикальных элементов – поясов 273…426 мм, элементов решетки 121…168 мм.

Каркас шахты лифтов и коммуникаций выполнен в форме четырехгранной сквозной конструкции из прокатных уголков. К прямоугольному каркасу закреплена листовая оболочка ограждения, которая придала шахте лифтов трубчатую форму, что позволяло заметно снизить ветровую нагрузку.

За годы эксплуатации на башне несколько раз модернизировалось оборудование, в частности, самая верхняя антенна, установленная на отметке 301,5 м, менялась дважды.

Проектирование следующей серии для телецентров в столицах союзных республик было начато в 1965 году. ГПИ «Укрпроектстальконструкция» (ГПИ УкрПСК), в который превратилась проектная контора, получил задание на проекты телевизионных башен для Тбилиси и Еревана, а также телевизионной мачты для г. Минска. После эскизного проектирования для дальнейшей работы были оставлены только Тбилисская и Ереванская башни, проектирование которых осуществлялось под руководством А. В. Перельмутера.

Башни для Еревана и Тбилиси

Эти башни предназначались для установки антенн УКВ связи и телевизионных антенн II, III и IV частотных диапазонов. К антеннам (кроме IV диапазона) должен быть обеспечен доступ грузового лифта, а на башне размещены два технических здания, к которым тоже обеспечен доступ пассажирского и грузового лифтов (грузоподъемность 500 кг и 200 кг соответственно). Все это вместе создавало большие ветровые нагрузки.

Анализ опыта, накопленного при проектировании телевизионных башен в Ленинграде и Москве, показал, что примененные схемы сквозных шести- и восьмигранных конструкций вряд ли можно использовать, поскольку они выполнялись из прокатных труб наибольшего из выпускаемых промышленностью размеров (426×28). Увеличение мощности сечения требовало изменения подхода к выбору материала, или новой конструктивной формы. Кроме того, не оптимальным казалось, что шахта лифтов, расположенная в центре башни, практически не участвует в работе на общий изгиб.

Была предпринята попытка включения в работу шахты лифтов, и это привело к несимметричной схеме с лифтом по одному из поясов. Но фирма «Союзлифт» решительно отказалась от разработки наклонного лифта. Тогда появилась идея перехода к несимметричной схеме с вертикальным поясом (А. В. Перельмутер). Эта идея была развита и для антенной части и свелась к схеме, где цилиндрические оболочки имели не общую ось, а общую образующую. Появилась возможность обойтись двумя лифтами, вместо трех, и образовать удобную схему движения самоподъемного монтажного крана (рис. 4).

Как основной вариант технического решения предлагалась конструкция с вертикальным поясом диаметром 4,0 м, играющим одновременно роль шахты лифтов, со сквозными наклонными поясами по типу стволов мачт и с гибкими раскосами из стальных канатов.

Поскольку завод-изготовитель категорически настаивал на отказе от сквозной конструкции наклонных поясов, они были заменены вальцованными трубами диаметром 1,8 м и толщиной стенки от 16 мм до 24 мм.

Был также рассмотрен вариант симметричной трехгранной решетчатой конструкции, внутри которой закреплена шахта лифта в виде оболочки – трубы диаметром 4000 мм, переходящая в антенную (несимметричную) часть.

Первый вариант конструкции был утвержден для г. Тбилиси, второй – для г. Еревана, при этом местные власти тщательно следили за тем, чтобы эти соперничающие города не получили одинаковые решения телебашен.

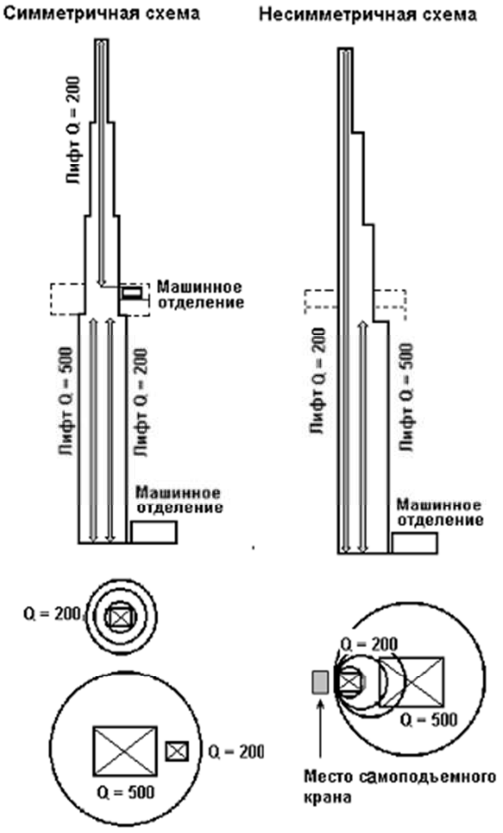


Рис. 4. Сопоставление симметричной и несимметричной схем

Телевизионная башня в г. Тбилиси высотой 274,4 м (рис. 5) имеет вертикальный пояс, переходящий в антенну, который служит шахтой лифта и поддерживается наклонными трубчатыми поясами, связанными с ним системой распорок из труб и раскосов из высокопрочных канатов. Две боковые грани башни образованы вертикальными, а третья – наклонными плоскостями. Двугранный угол между боковыми гранями составляет 60°. Любое горизонтальное сечение по нижней части башни – равносторонний треугольник. На отметке 0 сторона его равна 60 м, на отметке 151 м – 3,2 м. В большинстве узлов применены бесфасоночные примыкания. Выше отметки 71 и ниже 168,3 м установлены технические здания.

У Ереванской телебашни высотой 311,7 м (рис. 6) конструкция поясов принята в форме пространственных трехгранных сквозных стержней по типу поясов мачт. Распорки и раскосы выполнены из сквозных решетчатых элементов (пространственных и плоских ферм). Шахта лифтов, переходящая в антенную систему, расположена по центру.



Рис. 5. Телебашня в г. Тбилиси



Рис. 6. Телебашня в г. Ереване

Киевская и Харьковская башни

Генеральным проектировщиком этих башен был Украинский институт по проектированию средств и сооружений связи «Гипросвязь», проектирование стальных конструкций выполнялось в ГПИ УкрПСК под руководством О. И. Шумцкого.

Башня Киевского телецентра (рис. 7) – самая высокая стальная башня, построенная в Советском Союзе. Высота башни равна 385 метров.

Конструктивно схему башни можно разделить на три части: базу, решетчатый призматический ствол и шахту лифтов с антенной частью. База башни представляет собой решетчатую восьмигранную обойму, к которой закреплены пространственные четырехгранные «ноги». Решетчатый призматический ствол восьмигранного сечения с диаметром описанной окружности 20 м защемлен в верхней части обоймы базы. Размер базы в основании 90 м. Сечения элементов выполнены из труб.

Верхняя часть призматического участка несет каркас технического здания. Высота панелей ствола 8 м. Шахта лифтов опирается на фундаменты у

основания башни и проходит внутри решетчатого призматического ствола, а выше его переходит в антенную часть. Шахта лифтов и антенная часть башни выполнены из стальных цилиндрических оболочек. Для обеспечения размещения лифта центры оболочек смещены.

Конструкция башни цельносварная, специалисты ИЭС им. Е. О. Патона разработали специальный автомат, с помощью которого была выполнена высококачественная монтажная сварка в вертикальном положении неповоротных стыков. Для реализации этих работ «на уровне земли» был использован монтаж способом подращивания.

За создание Киевской телевизионной башни коллективу инженеров и ученых в составе О. И. Шумицкого, И. Г. Затуловского, А. И. Калиничева, В. И. Новикова, В. Д. Ковтуненко, В. Ф. Павловского, А. С. Соломенко, И. Н. Дэюбы в 1973 г. присуждена Государственная премия УССР.



Рис. 7. Телебашня в г. Киеве



Рис. 8. Телебашня в г. Харькове

Следующей крупной телевизионной опорой, возведенной в Украине, является башня высотой 240,7 м Харьковского телецентра (руководитель проекта Я. С. Барык), монтаж которой закончен в 1981 г. По конструкции Харьковская телебашня (рис. 8) отличается от Киевской прежде всего тем,

что ее база состоит из трех симметрично расположенных сплошностенчатых «ног». Ствол башни до высоты 140 м представляет собой шестигранную решетчатую призму, в центре которой расположен фидерно-лифтовый, переходящий в антенный, ствол в виде стальной цилиндрической оболочки с диаметром в нижней части 3 м. Ствол башни проходит до основания и защемлен в фундаменте, а база закреплена к стволу только относительно горизонтальных перемещений.

Соединения трубчатых элементов, образующих шестигранную часть башни: поясов – на мощных фланцах и высокопрочных шпильках, решетки – на фасонках. Все трубы выполнены из стали Ст20, цилиндрическая оболочка – из низколегированной стали 09Г2С и углеродистой ВСтЗпс.

Башни телевизионных ретрансляторов

Кроме описных выше уникальных башен проектировались и строились в массовом порядке телевизионные башни областных телецентров, для чего использовался типовой проект, разработанный в ЦНИИПСК. Однако трудности с получением необходимых для его реализации горячекатаных труб потребовали создания конструкции из фасонного проката. В ГПИ УкрПСК были разработаны такие конструкции, примером может служить телевизионная башня в г. Донецке, ее пояса до высоты 82,5 м были выполнены в форме сварного крестового профиля, а выше – из составленных в крест уголков.



Рис. 9. Башня в г. Витебске

Башня РТС в г. Витебске высотой 243,9 м (рис. 9) несет антенную часть, где типовые панельные антенны должны размещаться на призме 2,5×2,5 м и имеют общую длину около 120 м. Для удержания такого гибкого участка конструкции было принято решение (М. П. Кондра) подкрепить его системой канатных расчалок, которая с помощью рей закреплена на нижней части башни. Элементы башни приняты из труб. Марка стали – Ст20. Общий расход металла на конструктивную часть башни составлял 628,0 т.

Аналогичные башни построены в городах Гродно (Беларусь) и Астане (Казахстан).

При разработке конструкции каркаса Витебской башни определились основные решения типовой серии 3.603.2-II, в которой разработаны чертежи КМ решетчатых призматических и пирамидальных блоков башенных конструкций.

Башни и мачты для радиорелейных линий связи

В начале 50-х годов развернулось строительство большого числа линий радиорелейной связи (РРЛ). Для установки плоских антенн Р-60 и рупорно-параболических антенн «Весна» в ГПИ УкрПСК были разработаны (И. Г. Затуловский) конструкции мачт с трубчатым стволом из вальцованной трубы диаметром от 1600 мм до 2400 мм. Секции ствола соединялись на фланцах. Внутри этой трубы можно было расположить все разводки и коммуникации, фидерные линии, волноводы, лестницы и площадки, лифтовое хозяйство и т. п. (рис. 10), и все это оказывалось защищенным от действия ветра.

Опоры РРЛ из условия прямой видимости устанавливались на расстоянии 40…60 км друг от друга. При переходе к антеннам нового типа с отражающей поверхностью 64 м^2 (у антенны «Весна» 2,76 м^2) это расстояние можно было увеличить в 2,6–3 раза. Для таких антенн были разработаны (А. В. Перельмутер) мачты высотой до 110 м с одним ярусом оттяжек и защемленным в основании решетчатым стволом квадратного сечения 7×7 м (рис. 12). Расход стали в расчете на 1 км РРЛ сокращался на 41 %. При этом, вместо дефицитных горячекатаных труб, использовался обычный фасонный прокат, что было естественно в условиях, когда основная ветровая нагрузка создавалась оборудованием.

Конструкции такого типа проектировались для установки в городах Кашира и Горлово.

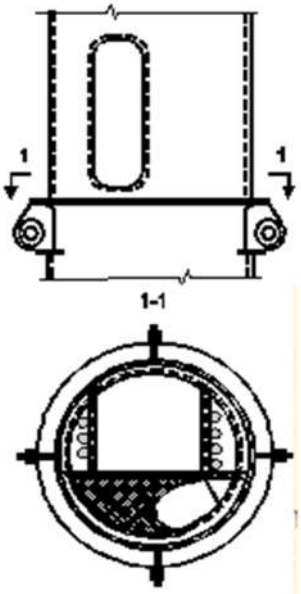


Рис. 10. Ствол трубчатой мачты

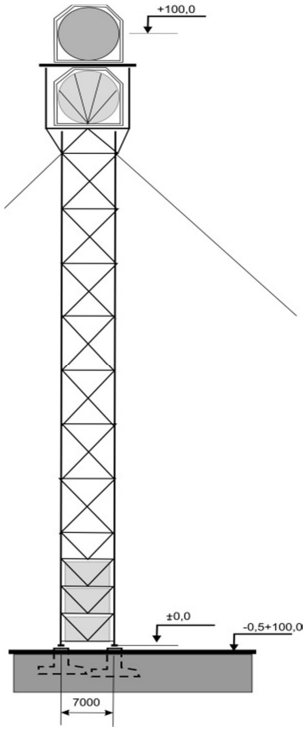


Рис. 11. Мачта РРЛ

Объединение мачт в единую систему

Идея объединения нескольких мачт в единую систему, впервые реализованная Ю. А. Савицким и А. Г. Соколовым (см. рис. 1), нашла себе новое применение в разработанном ГПИ УкрПСК проекте передающего радиоцентра в г. Багдаде (А. В. Перельмутер).

Антенно-мачтовые сооружения этого радиоцентра запроектированы с применением на тот момент новых типов антенн ВГД-РА, СГД-4/4 РА, СГД-2/4-РА, характерной особенностью которых является наличие апериодического рефлектора, который представляет собой ряд горизонтальных проволок, натянутых между двумя опорами.

Опорные конструкции для подвески антенн и рефлектора представляют собой мачты на оттяжках высотой до 110 м. Мачты сгруппированы в четыре полигональные системы, план одной из них показан на рис. 12, а принципиальная схема конструктивного решения – на рис. 13.

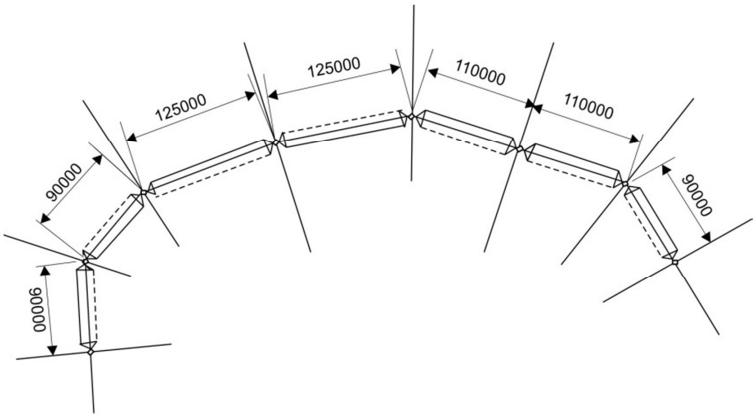


Рис. 12. План антенно-мачтовой системы

Они являющиеся едиными конструкциями, работающими совместно. Промежуточные мачты каждой системы имеют горизонтальные продольные и наклонные поперечные оттяжки. Горизонтальные оттяжки располагаются в одной плоскости с рефлектором, который подвешивается к соседним мачтам системы, и сами служат элементами рефлектора. Наклонные оттяжки располагаются по биссектрисе угла между направлениями двух соседних плоскостей рефлектора и крепятся нижними концами к анкерным фундаментам. Концевые мачты системы имеют наклонные оттяжки с трех сторон мачты.

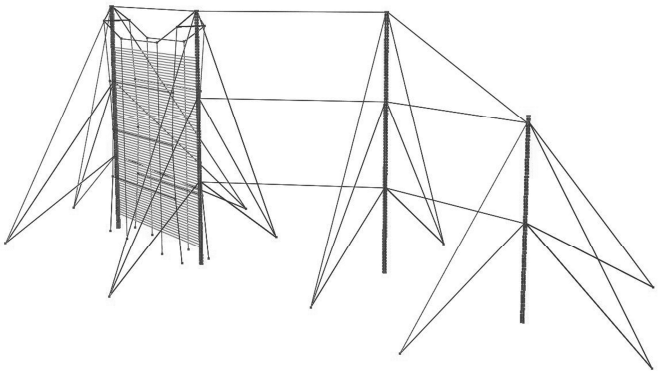


Рис. 13. Система мачт для подвески антенн СГД-РА
(антенна условно показана только в одном пролете)

К мачтам подвешиваются в оттяжечном узле на необходимых отметках металлические траверсы. Подвеска траверсы сконструирована таким образом, что при всех случаях загружения на мачту не передаются изгибающий и крутящий моменты.

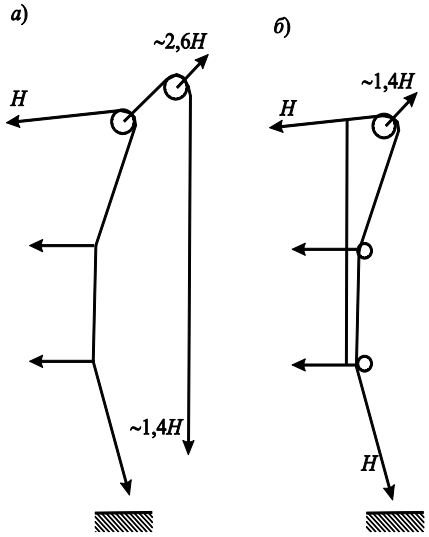


Рис. 14. Подвеска антенной сети

Проектирование систем для антенн с рефлекторами поставило еще одну конструктивную задачу: необходимый по технологическим условиям спуск антенного полотна нельзя было реализовать привычным способом опускания реи, на которую крепится антенна (рис. 14, *а*), поскольку этому мешал рефлектор. Для решения этой проблемы была предложена оригинальная система подвески антенных полотен (Л. Г. Дмитриев, А. В. Перельмутер), которая не только решала задачу, но и снижала усилие, передаваемое на опору от натяжения леерного каната примерно на 85 %. (рис. 14, *б*).

Конструктивные решения антенных полотен и мачтовых систем СГД-РА использовались и для антенн другого типа. В частности, был предложен проект для логарифмической антенны (А. В Перельмутер), где стволы мачт должны были располагаться наклонно (рис. 15).

Антенны СГД-РА подвешивались также и на башенных опорах. Поскольку нагрузки от антенн и рефлектора намного превышали ветровую нагрузку на конструкции башни, то последние выполнялись не трубчатыми, а из фасонного и листового проката. Пояса башен проектировались в виде крестовых сечений из уголков или сваренные из листов. Отказ от дефицитных труб сделал это решение популярным, и оно использовалось во многих проектах, среди которых можно упомянуть радиоцентр в Гвинее, радиоцентр рыбной гавани в Гаване, радиоцентр во Владивостоке, радиостанции Новороссийского морского пароходства и др. Был разработан типовой проект металлических опор для антенн СГД-РА для использования в III ветровом районе, и на его основе построено несколько специальных объектов так называемой «серии-800».

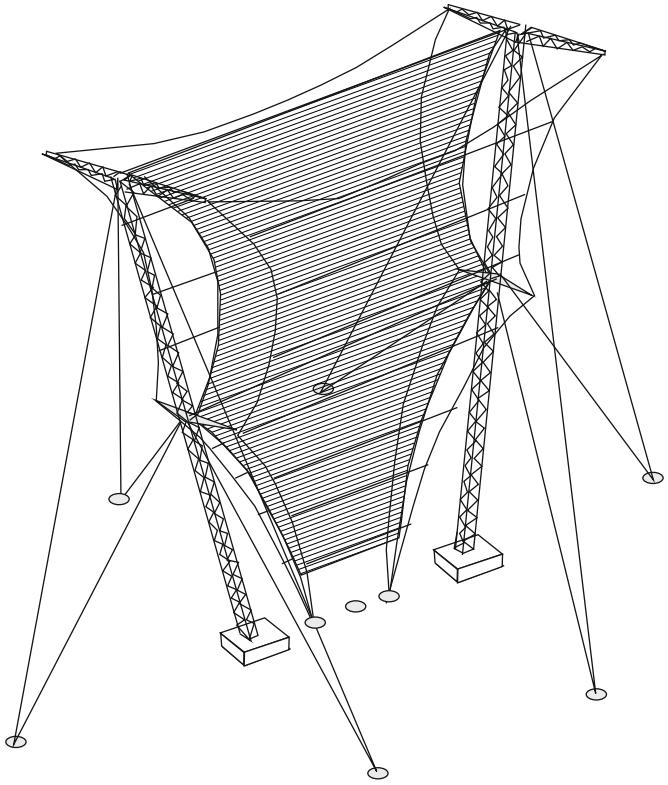


Рис. 15. Логарифмическая антенна

Другие объекты сооружений связи

В 1968 году в ГПИ УкрПСК была запроектирована (М. П. Кондра) поворотная антенна, состоящая из двух мачтовых опор высотой 61,8 м, установленных на расстоянии 34 м друг от друга на опорную платформу, которая могла поворачиваться с помощью тележек, перемещающихся по кольцевому пути диаметром 90 м.

Мачты объединены горизонтальными распорками и перекрестными канатными раскосами, а в другой плоскости удерживаются оттяжками, закрепленными к опорной платформе (рис. 16). В продолжении распорок имеются реи, к которым крепятся леерные канаты проволочного рефлектора.

Проектировались также и другие нестандартные конструкции, среди которых можно назвать систему мачт с горизонтальными антеннами типа «Заря», антенные сооружения метеорной связи, опора антенно-мачтовой системы «Ятаган» и др.



Рис. 16. Поворотная антенна

Ряд проектов антенных сооружений был разработан с использованием традиционных для башен и мачт конструктивных решений. К ним относились телевизионные башни для Перми, Донецка и других городов, мачты-антенны высотой 107 м для городов Воронежа и Саратова, мачты антенных устройств радиорелейной и УКВ связи магистрального газопровода «Уренгой-Помары-Ужгород» и ряда других объектов.

Наряду с этими индивидуальными проектами разрабатывались типовые проекты конструкций массового применения. Среди них можно назвать мачты-антенны высотой до 260 м радиовещательных станций гектометрового и километрового диапазонов мощностью Ро–4Ро, унифицированные башни для РРЛ высотой 120 м и 50 м для III и V ветровых районов, унифицированные металлические башни высотой до 129 м для системы «Алтай» для III ветрового района, унифицированные металлические башни для телевизионных ретрансляторов высотой 50 м и 75 м для III ветрового района, унифицированные комбинированные телевизионные башни высотой 200, 250 и 300 м для III ветрового района.

Опоры мобильной связи

Система «Алтай» была прообразом современной системы мобильной связи, которая сейчас интенсивно развивается, и для нее сооружается множество относительно невысоких опор башенного и мачтового типа.

Башни и мачты сотовой связи – самый распространённый класс несущих конструкций в мире телекоммуникаций. Это связано с тем, что для устойчивого

покрытия приходится создавать целую сеть из многочисленных базовых станций. На сегодняшний день используют десятки разноплановых сооружений, все они имеют различие по показателям высоты, формы, типа и т. д.

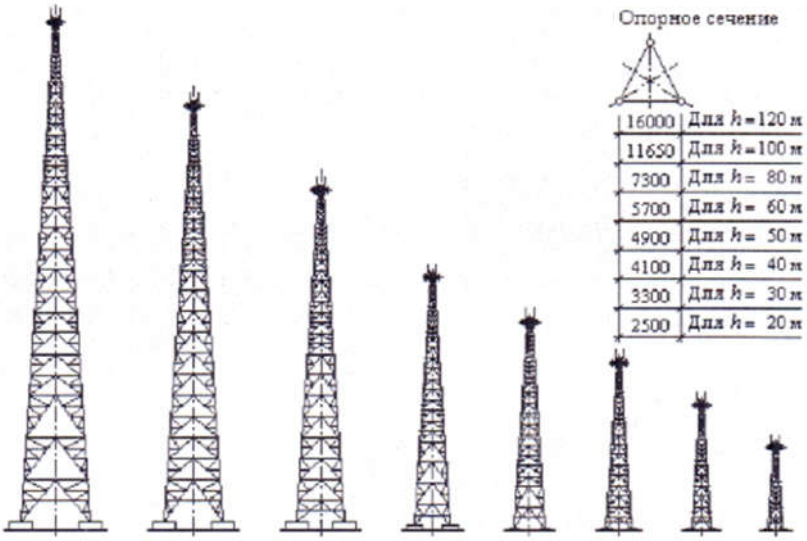
Сегодня в базовых станциях мобильной сотовой связи применяется большое количество типов антенно-мачтовых сооружений (рис. 17). Обоснованность их применения весьма спорна, диапазон стоимости – огромен.



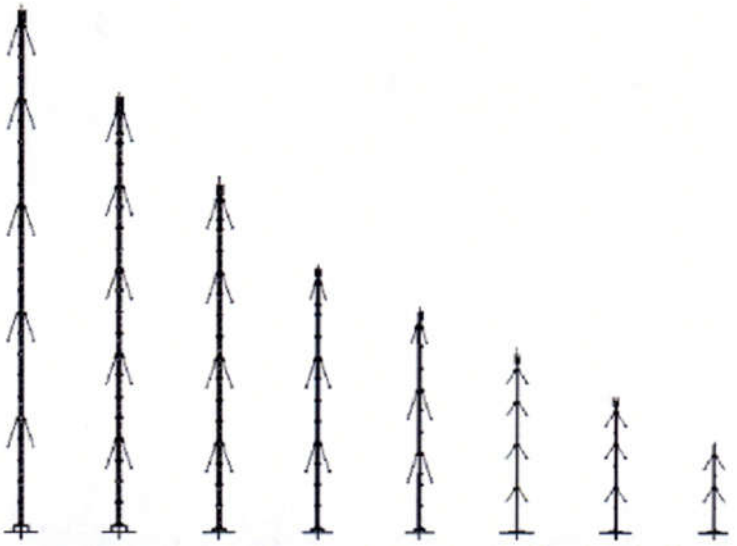
Рис. 17. Опоры мобильной связи

На ранних этапах строительства первичной сети операторы мобильной сотовой связи стремились применять типовые серийные конструкции, множество которых сохранялось на складах различных государственных организаций, например, такие как перевозные мачты систем армейской коротковолновой связи типа УНЖА.

Вторая волна их строительства ознаменовалась применением уже специальных типов металлоконструкций, разработанных институтом «УкрНИИПСК им. В. Н. Шимановского». В основу этих конструктивных решений была положена серия унифицированных проектных решений, разработанных применительно к технологическим возможностям предприятий-поставщиков этих конструкций. Так, трёхгранные башни высотой 120…50 м были разработаны для компании «Сатурн ЛТД». Имеются разработки для других компаний. К их числу относятся башни высотой 120, 100, 80, 60, 40 и 20 м (рис. 18, *а*) и мачты той же серии высот (рис. 18, *б*).



а



б

Рис. 18. Система башен и мачт для мобильной связи

Но эти конструкции были рассчитаны на установку антенн определенного стандарта, и их дооборудование аппаратурой новых стандартов проводилась, как правило, без необходимого усиления металлоконструкций, что послужило причиной ряда аварий.

В последние годы операторы мобильной сотовой связи стали применять конструкции опор, поставляемые самыми разными предприятиями и рассчитанные с учетом перспективы увеличения антенного вооружения. Эти предприятия, такие как компания ПК «Прогресс», ООО «Саприко Групп» и другие проектирует и изготавливает стальные конструкции вышек и мачт сотовой связи традиционного типа, а также на базе многогранных гнутых стоек.

Операторов мобильной связи также привлекает комплексность решений. Так научно-производственная компания «Мальва Люкс» построила более 1000 объектов связи для таких операторов как Киевстар, Укртехсвязь, Укртелеком и др. Были запроектированы, изготовлены и смонтированы мачты и башни, устанавливаемые на крыши технологического контейнера или на специально оборудованный фундамент. Мачты со сквозным стволом сечением 600×600 мм и высотой до 70 м и башни высотой до 40 м защищены от коррозии горячим оцинкованием. Часто их возводят на крышах зданий, где по разным причинам нельзя поставить свободностоящую башенку.

Компания «Metalogalva Ukraine» проектирует и изготавливает стальные конструкции вышек и мачт сотовой связи высотой до 70 м на базе многогранных гнутых стоек.



Рис. 19. Стойка с антеннами мобильной связи

Они представляют собой конические трубы коробчатого многогранного сечения, изготавливаемые изгибом стального листа с последующим свариванием его замыкающего стыка на ребре или грани. Высота стойки достигает 80 м с толщиной стенки до 20 мм. Диаметр в комле стойки варьируется в пределах 250…3000 мм, диаметр верха стойки – в пределах 200…500 мм. Конструкция на основе металлических многогранных гнутых стоек приведена на рис. 19.

Конструкции такого типа применяются и для опор ЛЭР, так предприятие ОАО «ПРОМиК» (г. Днепропетровск) за последние годы запроектировало, испытало, построило и реконструировало не одну сотню километров воздушных линий с применением опор на основе многогранных гнутых стоек.

2. Опоры воздушных линий электропередачи

Опоры воздушных линий электропередачи является одной их самых массовых разновидностью высотных металлоконструкций. Начиная с тридцатых годов XX столетия, существовали разнообразные типовые конструкций опор для линий напряжением от 127, 220 и 330 кВ, созданные разными проектными институтами, лидером среди которых являлся ленинградский институт «Теплоэлектропроект» (ТЭП).

Индивидуальное проектирование этих конструкций относилось к переходным опорам, и здесь зачастую применялись конструкции нестандартного типа (достаточно вспомнить гиперболоидную опору через р. Оку, построенную в 1929 году по проекту В. Г. Шухова).

Индивидуальные проектные решения

К числу первых разработанных в Украине проектов таких сооружений относятся переходные опоры через реки Зею и Бурею в районе г. Благовещенска, запроектированные в 1957 году под руководством И. Г. Затуловского в ПК ПСК. Высота опор составляла 80 м, в проекте использовались традиционные конструктивные решения, но уже следующий проект переходных опор через р. Северная Двина в г. Архангельске для двухцепной линии ЛЭП-110 с пролетом около 1200 м, где потребовалась высота опоры 112 м, был инновационным. Для большой высоты большое значение приобретают аэродинамические свойства конструкции, поскольку ветровая нагрузка на конструкции опоры составляет значительную долю. И для ее снижения в этом проекте впервые в отечественной практике строительства ЛЭП были использованы трубчатые конструкции.

К числу нестандартных конструкций ЛЭП относятся и сооруженные для ГЭС и ГРЭС переходы от машзала к открытым распределительным устройствам (ОРУ), которые проектировались в ГПИ УкрПСК в 1963–1967 гг. Такие проекты выполнялись под руководством В. Л. Гейфмана для Красноярской ГЭС, Бурштынской ГРЭС и Саяно-Шушенской ГЭС.



Рис. 20. Портальные опоры на Красноярской (слева) и Саяно-Шушенской (справа) гидроэлектростанциях

В 1977 году ГПИ УкрПСК запроектировал переходные опоры ЛЭП-150 кВ через Южный Буг у г. Николаева. Это уникальные опоры высотой 170 м, которые поддерживают провода пролетом 1100 м.

Еще одним уникальным проектным решением был переход воздушной линии 330 кВ через Каховское водохранилище, запроектированный институтом «Укрэнергосетьпроект». Переход выполнен двухцепным, установлены семь переходных опор анкерного типа высотой 90 м и 100 м, из которых пять установлены в акватории водохранилища.



Рис. 21. Монтаж опор на плавающих фундаментах

Впервые в мировой практике электросетевого строительства было принято (и реализовано в 1977 году) решение о сооружении перехода наплавным методом. В соответствии с этим методом в котловане-доке сооружены плавающие фундаменты и на них смонтированы переходные опоры (рис. 21). Затем они были отбуксированы на проектные места, их внутренние полости заполнены водой, и они были посажены на дно.



Рис. 22. Переходы через Каховское водохранилище

Переход ЛЭП 330 кВ (Л243/244) был введён в эксплуатацию в 1977 году. В 1984 году, для выдачи мощности Запорожской АЭС аналогичным наплавным методом, сооружён одноцепной переход линии 750 кВ (рис. 22).



Рис. 23. Переходная опора через р. Днепр

Переходная береговая опора А-образной конструкции через реку Днепра рядом с поселком Старые Кодаки (рис. 23) была разработана в 60-е годы XX века Днепропетровским отделом Украинского отделения «Энергосеть проект» для линии «Днепр-Донбасс 330 кВ».

Опора запроектирована из мощных трубчатых элементов, свальцованных из листовой стали. Высота составляла 85 м, размер основания – 14,5×20 м, а длина траверсы – почти 30 м, расстояние между двумя переходными опорами – 1095 м. Конструкция оказалась удачной, и позже такие опоры использовались при переходе через р. Днепр в Запорожье и переходе через Каму.

Конструкции ЛЭП массового применения

Вслед за проектами переходных опор через Зею и Бурею в 1958 году группой И. Г. Затуловского были разработаны на стадии технических решений конструкции промежуточных и анкерно-угловых опор для проектировавшейся тогда линии электропередачи 500 кВ. Была использована новая в то время схема портальной опоры на оттяжках, экономические показатели которой были рекордно низкими. Заказчик проекта посчитал, что рабочее проектирование выполнит самостоятельно, ПК ПСК от дальнейшей работы над этой конструкцией был отстранен, и рабочий проект появился под маркой Отделения дальних передач института «Теплоэлектропроект» (ОДП ТЭП).

В дальнейшем практически все стандартные опоры ЛЭП для линий 110, 220, 230, 400 и 500 кВ, сооружавшиеся в бывшем СССР, изготавливались по типовым проектам ОДП ТЭП. Минимальные корректировки этих конструкций выполнялись в процессе проектирования конкретных линий передачи, в том числе, в Харьковском, Киевском и Днепропетровском отделах Украинского отделения «Энергосетьпроект».

Но после выхода в свет седьмой редакции Правил устройства электроустановок (ПУЭ-7) все типовые унифицированные опоры не удовлетворяют требованиям действующих нормативных документов и не могут быть применены без перерасчета.

В последние годы началось активное внедрение новой конструктивной формы опор ЛЭП, основанной на использовании многогранных гнутых стоек (рис. 24). Проектирование и изготовление таких опор осуществляется многими организациями, такими как ОАО «Промик», Компания «МИКО», Фадеевский завод металлоконструкций и другими.

Компания «Полигональ» отказалась от массового применения типовых проектов и проектирует каждую опору с учетом конкретных особенностей рельефа, климата, технических требований и т. п.

При использовании решетчатых опор для проектов конкретных ВЛ выполняется модификация унифицированных конструкций (усиление отдельных элементов, изменение конструкции тросостойки, длины траверсы и т. п.) с учетом требований ПУЭ-7.



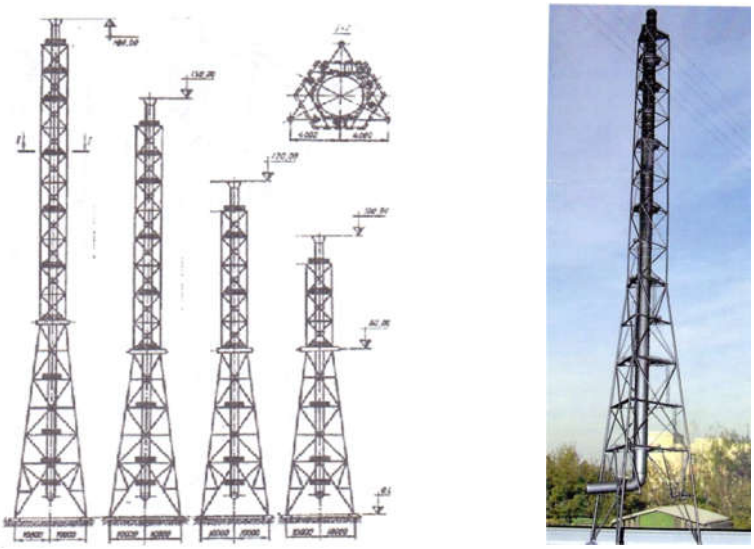
Рис. 24. Опоры из многогранных гнутых стоек

3. Вытяжные башни и дымовые трубы

Значительное место среди высотных сооружений, запроектированных УкрНИИПСК, занимают дымовые и вытяжные башни-трубы для металлургических и химических комбинатов, мощных тепловых электростанций, нефтеперерабатывающих заводов и т. п. В качестве несущей конструкции, служащей для закрепления газоотводящих стволов, используются металлические решетчатые башни.

В ГПИ УкрПСК были разработаны типовые проекты башен-труб высотой 75 м и 90 м, представляющие собой четырехгранную решетчатую призму (построены в Дрогобыче и ряде других городов Украины). В 1976 году разработан проект серии треугольных унифицированных башен-труб высотой 100, 120, 150 и 180 м (рис. 25, *а*). Принятая в проекте трехгранная конструкция, вместо четырехгранной, дала экономию металла. Помещенная внутри трехгранной башни вытяжная труба представляет собой цилиндрическую оболочку из нержавеющей стали с кольцевыми ребрами жесткости.

Башня высотой 120 м аналогичной конструкции была также запроектирована для дымовой трубы из стеклопластика (рис. 25, *б*), а для Запорожского абразивного завода – вытяжная башня-труба Н=120 м с газоотводящим стволом из титана.



а *б*

Рис. 25. Унифицированные вытяжные башни: *а* – схема серии;
б – с трубой из стеклопластика

По заданию ВНИПИ «Теплопроект» в институте за период с 1965 по 1990 год разработаны десятки проектов внутренних металлоконструкций (газоотводящие стволы, рабочие площадки, лестницы) в железобетонных дымовых трубах (Ж. И. Страшко), по которым было осуществлено строительство на территории бывшего СССР и во многих других государствах, например:

— дымовая труба высотой 320 м Углегорской ГРЭС;

— дымовые трубы высотой 250 м и 350 м Костромской ГРЭС;

— дымовая труба высотой 330 м Приморской ГРЭС;

— дымовая труба высотой 200 м ТЭС в Исфагане (Иран);

— дымовая труба высотой 250 м в Улан-Удэ;

— дымовая труба высотой 320 м Киришской ГРЭС;

— дымовая труба высотой 320 м Азербайджанской ГРЭС.

Отличительной особенностью проектов, где несущая ветровую нагрузку конструкция была железобетонной оболочкой, является то обстоятельство, что газоотводящие металлические стволы подвергаются инициированному железобетонной трубой принудительному изгибу. Для уменьшения неблагоприятного влияния такого изгиба были разработаны различные приемы, часть из них защищена авторскими свидетельствами.

Для медного завода Норильского горно-металлургического комбината УкрНИИПСК совместно с ИЭС им. Патона разработали (к сожалению, не реализованное) проектное предложение дымовой трубы высотой 420 м с несущей башней не в железобетоне, а в виде цельносварной ребристой цилиндрической оболочки.

Аналогичные проектные работы выполнялись по реконструкции существующих труб, в частности, многоствольной трубы Костромской ГРЭС, Астраханского газоперерабатывающего завода, Старо-Оскольского электрометаллургического комбината и др.

4. Другие высотные сооружения

Рассмотренные выше высотные конструкции принадлежат к массовым типам сооружений, даже в тех случаях, когда речь идет об уникальных (и, следовательно, единичных) объектах. Но к числу высотных сооружений принадлежат и конструкции, возводимые достаточно редко.

К ним можно отнести металлические осветительные опоры для освещения футбольных полей стадионов. Такие опоры установлены на стадионах некоторых городов Украины к открытию Олимпийских игр 1980 г.



Рис. 26. Осветительная опора на стадионе «Олимпийский»



Рис. 27. Осветительная опора на стадионе «Динамо»



Рис. 28. Прожекторная мачта на многогранной стойке

Так, на стадионе Национального спортивного комплекса «Олимпийский» в г. Киеве построены четыре осветительных опоры (рис. 26). Стволы опор решены в виде цельносварных цилиндрических оболочек диаметром 3 м, расширяющихся к основанию до диаметра 4,5 м и подкрепленных с внутренней стороны продольными ребрами. Опоры другой конструкции построены также на

Киевском стадионе «Динамо» имени Валерия Лобановского. Они запроектированы в форме безраскосной трехстоечной системы (рис. 27). Обе конструкции запроектированы в УкрНИИПСК. В последнее время налажено производство прожекторных мачт для освещения стадионов и других объектов, конструкция которых основана на использовании многогранных гнутых стоек (рис. 28).

Поучительной была история проектирования двух обелисков, несущая система которых была металлической.

Первым был запроектированный в 1983 году обелиск, строительство которого посвящалось 40-летию Корсунь-Шевченковской битвы. Его несущая конструкция из стальной трубы большого диаметра, вокруг которой обстроен легкий каркас, несущий титановую обшивку и имеющий в плане форму пятиугольной звезды (рис. 29). Обшивка расширялась кверху и на самом верху была, как бы срезана косой плоскостью, что издали придавало обелиску форму воткнутого в землю штыка, увенчанного пятиконечной звездой. Перед самым окончанием строительства обелиск разрушился из-за сильных колебаний.

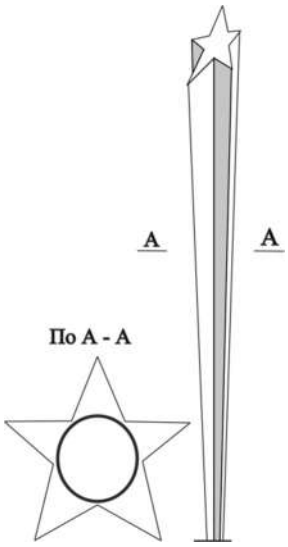


Рис. 29. Схема обелиска
в г. Корсунь-Шевченковском



Рис. 30. Монумент Независимости
Украины

Причиной аварии был срывной флаттер. Хотя действовавшие тогда нормы, а также учебники, говорили о возможном срывном флаттере только круглых цилиндров (и этот факт был хорошо известен), специалисты стали исследовать возможность аэродинамической неустойчивости объекта с острыми кромками.

Данные модельных исследований в аэродинамической трубе Киевского авиазавода показали, что при некоторых параметрах воздушного потока начинаются интенсивные вибрации модели. После этого модельные испытания объектов такого рода стали традиционными.

Вторым примером является монумент, воздвигнутый в Киеве летом 2001 года (рис. 30). Это стальная колонна, облицованная гранитом и увенчанная бронзовой скульптурой. Конструктивно металлическая колонна решена в виде регулярной восьмигранной призмы с поясами из сварных балок, кольцевыми диафрагмами и центральным блоком винтовых лестниц.

Аэродинамические испытания показали, что при некоторых направлениях ветра форма скульптуры инициирует неустойчивость подъемной силы. Для снижения уровня колебаний предусмотрена установка механического гасителя колебаний, который размещен в верхней части колонны.

5. Согласование конструкции и способа монтажа

С самого начала высотного строительства проблема монтажа стояла очень остро, и для сколь-нибудь высоких сооружений технология монтажа во многом определяла и некоторые конструктивные решения. В практике имели место случаи, когда от принятой, казалось бы, удачной схемы сооружения приходилось отказываться лишь потому, что ее осуществление было чрезвычайно трудоемким и сложным, или даже просто невозможным.

Традиционно здесь применялся монтаж наращиванием с использованием приставного (прислонного) крана, самоподъемного портала, подвесного крана и т. п.

Переход от фланцевых соединений к сварным указал на серьезную проблему сварки ответственных узлов в монтажных условиях. Высказывались опасения в отношении качества сварки на высоте и возможности осуществления ее контроля. Этим ставилась под сомнение сама идея сварной конструкции.

Тогда появилась мысль о необходимости совершенствования монтажа конструкций в направлении улучшения условий выполнения ответственных сварных соединений и контроля их качества, добиваясь выполнения всей сварки внизу, на постоянных рабочих местах. Это могло быть достигнуто при переходе от монтажа наращиванием к подращиванию конструкции, и такая идея была впервые высказана при проектировании башни Ленинградского телецентра (Л. Г. Дмитриев, А. И. Калиничев, О. И. Шумицкий). Однако реализовать ее удалось значительно позже при монтаже опоры Киевского телецентра (рис. 31).

Следует отметить, что подращивание потребовало заметного расхода стали на оснастку, что окупается лишь при многократном ее использовании. Поскольку крупные телевизионные опоры возводились по сугубо индивидуальным

проектам, использования метода подращивания при их строительстве больше не было, но определенная серийность имелась в проектах вытяжных труб, и здесь способ подращивания нашел применение (рис. 32).



Рис. 31. Подращивание Киевской телебашни



Рис. 32. Подращивание каркаса башни-трубы

С началом внедрения метода подращивания к конструктивно-компоновочным формам башен стали предъявлять особые требования. Призматическая часть башни приобрела постоянное сечение по высоте без переломов граней. При этом площадь сечения поясов выдвигаемой части башни изменяется за счет толщины стенки несущих элементов, в которых не допускаются узлы с выступающими за внешний контур деталями. Устойчивость выдвигаемой части обеспечивает нижняя пирамидальная часть вытяжной башни, которая одновременно воспринимает усилия от подъемно-тяговой системы.

В некотором смысле альтернативой методу подращивания является вертолетный монтаж, который также требует, чтобы конструктивная форма была к нему приспособлена. Это касается главным образом узловых соединений, для которых в ГПИ УкрПСК (Л. О. Кагановский) была разработана специальная конструкция автоматического стыкового соединения. Узел состоит из двух частей: соединительного стержня, приваренного к торцу нижней части, и замыкающей части, приваренной к элементу верхней части. Схема работы соединения показана на рис. 33.

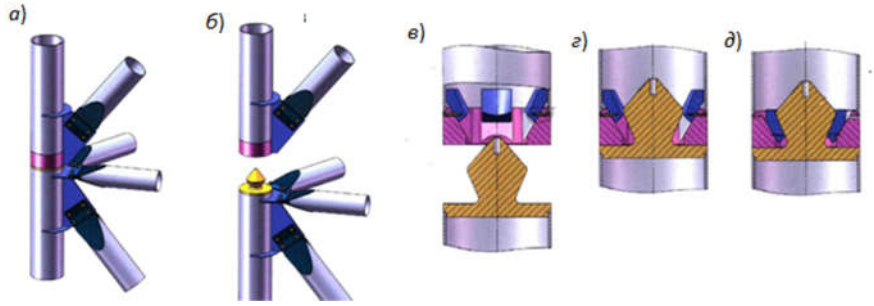


Рис. 33. Работа быстрозамыкаемого соединения: *а* – соединенные секции, *б* – секции в разъеме, *в, г,* и *д* – начальное, промежуточное и замкнутое состояние стыка

6. Исследовательские и опытно-конструкторские работы

Разработка новых конструктивных форм высотных сооружений стимулировала зачастую выполнение целого ряда теоретических и экспериментальных исследований, направленных на обоснование надежности проектируемых конструкций. Сочетание исследовательских и методических разработок с реальным проектированием является одной из отличительных особенностей украинской школы. При этом некоторые исследования, будучи начатыми по вполне конкретному поводу, иногда приводили к достаточно широким научным обобщениям.

Расчет высотных сооружений

Проблемы, которые возникли при разработке проектов антенно-мачтовых устройств объектов связи, стимулировали ряд исследований по расчету вантовых и вантово-стержневых систем. Здесь требовались не только расчеты отдельных мачт, методика которых была к тому времени хорошо известна, но и расчеты систем мачт, объединенных общими оттяжками. Для вантово-стержневых систем были развиты методы статического расчета и проверки устойчивости, развит шаговый алгоритм их расчета, обобщены для них канонические уравнения метода сил, метода перемещений и смешанного метода. В последнем случае развит качественный метод проверки устойчивости, до этого в варианте смешанного метода не применявшийся [43, 44].

Методы расчета антенных сетей, представляющих собой чисто вантовые конструкции, разработаны В. Н. Гордеевым [13]. Для них была построена стройная теория, составившая, по сути, новую главу строительной механики. Во многих случаях возникает необходимость рассматривать вантовые системы, в которых ванты не соединены в местах пересечения и могут проскальзывать одна относительно другой. Такая ситуация наблюдается в системах, где ванты пропущены через блоки, как это имеет место в антенных сетях. Расчет систем подобного типа развит в [11, 12, 56].

Вантовые и вантово-стержневые системы практически невозможно реализовать без использования предварительного напряжения. Так возник специальный интерес к преднапряженным системам и стимул для выполнения специальных исследований их поведения, в особенности, с учетом истории создания преднапряжения и его контроля в процессе монтажа [59]. Полученные результаты вышли далеко за рамки вантовых конструкций и нашли применение в совершенно других инженерных приложениях.

Предложенные методы расчета были реализованы в ряде компьютерных программ [3, 34], которые широко использовались многими проектными организациями при проектировании высотных сооружений.

Серьезным достижением было построение стройной системы вероятностного расчета башенных конструкций в условиях сложного аэродинамического воздействия ветра, основанного на физическом и компьютерном моделировании этого воздействия [33].

Оптимальное проектирование

Особенностью проектирования высотных конструкций является то, что основная нагрузка на них зачастую зависит от параметров конструкции. Рассмотрение более чем семидесятилетней истории развития конструктивных форм высотных сооружений показало, что это развитие шло под влиянием перехода от идеи «нагрузка действует на конструкцию», когда полагалось что конструктивная форма подчиняется действующей нагрузке, к положению «нагрузка взаимодействует с конструкцией», согласно которому конструктивная форма активно влияет на нагрузку. Указанная особенность существенно повлияла на методы оптимизации высотных сооружений.

Серия работ [6, 8, 9, 28, 30] была посвящена поиску оптимальных очертаний башенных конструкций. Задача решалась методами теории оптимального управления. Было установлено, что ширина башни минимального объема при большой технологической нагрузке пропорциональна корню кубическому от изгибающего момента.

Комплекс оптимизационных исследований, выполненных в ДонГАСА [20, 21, 55], относился к конструкциям линий электропередачи. Задача решалась комплексно, и в числе варьируемых параметров были включены пролет между опорами и их высота. Оптимизировались конструкции промежуточных одностоечных опор на оттяжках для высоковольтных линий 110, 220 и 330 кВ, V-образные для 1150 кВ и башенные для 220 кВ и 330 кВ.

В результате, например, оказалось, что пролет типовой одностоечной опоры, равный 450 м, целесообразно увеличить до 600 м. При этом высота опоры (рис. 34) возрастет на 6 м, но стоимость одного километра линии уменьшится на 12,3 %.

Для башенных опор линии 330 кВ оптимальным оказался пролет 518 м (на 18 % больше типового), а приведенная стоимость линии упала на 5,3 %.

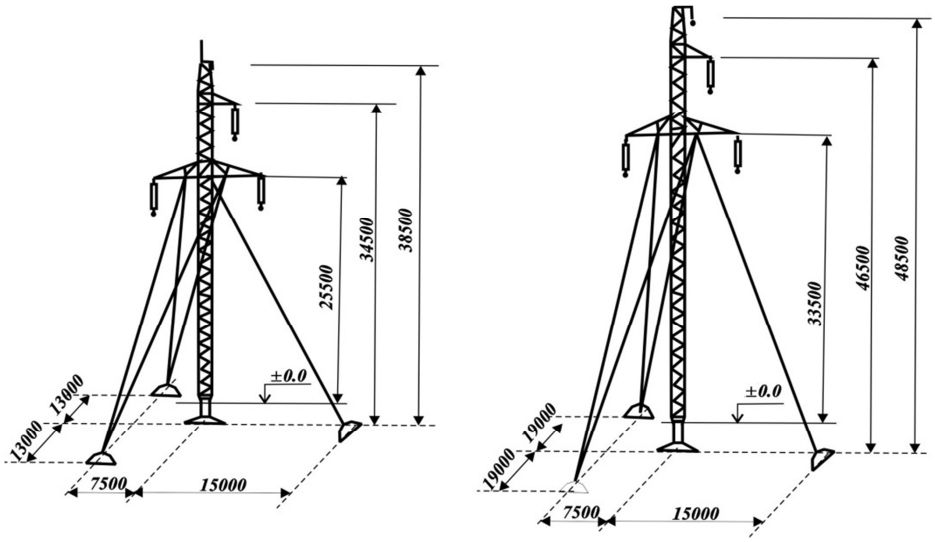


Рис. 34. Типовая и усовершенствованная одностоечные опоры

Нагрузки и воздействия

Проектирование ряда ответственных антенно-мачтовых устройств не могло не вызвать интереса к проблеме анализа действующих на них нагрузок. Главным образом, исследовались ветровые и гололедные воздействия, особенности их территориального распределения и статистические свойства. Для территории Украины были уточнены и детализированы карты ветрового и гололедного районирования применительно к соответствующим рекомендациям Международной электротехнической Комиссии (МЭК) для воздушных линий [16].

Применительно к конструкциям антенн и опорных конструкций сотовой связи был проведен большой цикл экспериментальных исследований в аэродинамической трубе для установления значений коэффициентов обтекания. Одновременно была отработана методика численного моделирования процесса обтекания [33, 17].

Особенно сложной была мало освещенная в научно-технической литературе проблема накопления усталостных повреждений, которые могли бы возникнуть под действием пульсаций ветрового напора, исследования этого вопроса представлены в работах [22, 60].

Экспериментальные исследования

Использование трубчатых сечений в строительстве высотных сооружений потребовало разработки конструктивного решения их узловых соединений. Эта задача решалась применительно к проектированию Ленинградской телевизионной башни, когда соответствующий опыт еще отсутствовал. Удачное конструктивное решение перехода от трубчатого сечения стержня к узловой фасонке с использованием утолщенной заглушки трубчатого элемента (рис. 35) было выработано в результате серии сопоставительных экспериментов.

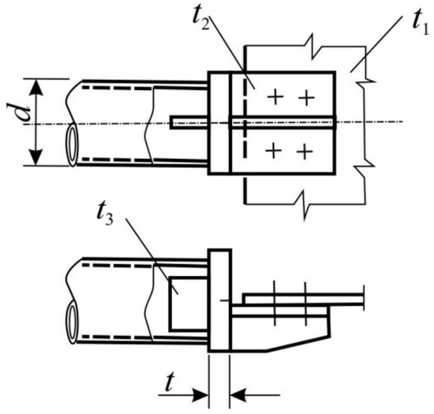


Рис. 35. Концевое закрепление трубчатых элементов решетки башни

Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния этого узла проведено в Институте электросварки им. Е. О. Патона [38, 39]. Использование толстой заглушки торца трубчатого стержня снизило концентрацию напряжений и обеспечило надежную работу соединения.

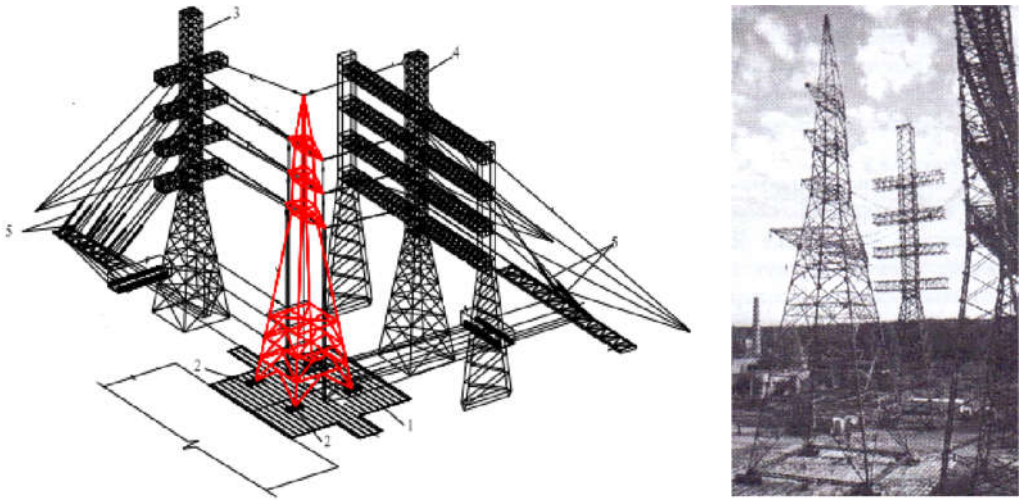


а *б*

Рис. 36. Проверка срабатывания соединения: *а* – испытание принципа, *б* – конструкция стыка

Другим примером экспериментальной отладки конструктивного решения является проверка срабатывания автоматического стыка высотных сооружений и оценка его несущей способности. Проверялась ситуация неточного монтируемых изготовления секций (смещения, перекосы), прочность при действии на стык статической нагрузки 150 тонн и сохранение работоспособности соединения после 1000 циклов нагружения 100-тонной пульсирующей нагрузкой.

Массовость применения опорных конструкций ЛЭП вызвала необходимость их тщательной экспериментальной проверки, в том числе, сертификационных испытаний. Эта задача успешно решалась на полигоне испытаний опор линий электропередач и башенных сооружений Донбасской национальной академии строительства и архитектуры (рис. 37). Он основан в 1997 году и предназначен для экспериментального изучения, контроля опор воздушных линий электропередач и других башенных сооружений. Полигон оборудован двумя силовыми башнями высотой 55 м и 62 м, для создания испытательных нагрузок используются сорок ручных лебедок грузоподъемностью пять тонн.



а *б*

Рис. 37. Полигон для испытания опор ЛЭП: а – схема полигона, 1 – силовой пол, 2 – опорные силовые балки, 3 – силовая башня нормального режима, 4 – силовая башня аварийного режима, 5 – натяжные тросы; б – испытание опоры ЛЭП

На полигоне была проведена серия сертификационных испытаний для поставки конструкций в различные страны мира, а также научных экспериментальных исследований широкого спектра башенных сооружений, в первую очередь, таких как опоры ВЛ и опоры мобильной связи.

Борьба с вибрациями

Возрастание высот и увеличение гибкости выявили проблему борьбы с вибрациями отдельных элементов конструкции, а позже и целых сооружений. Причиной этого явления были турбулентные пульсации ветрового потока, которые приводили к колебаниям в направлении ветра, или аэродинамическая неустойчивость (автоколебания), вызывавшая интенсивные вибрации поперек ветрового потока.

Разрабатывались два основных направления антивибрационной защиты:
— аэродинамические способы гашения колебаний (спирали, перфорированная решетка, каналы у острых кромок и т. п.);
— установка механических гасителей колебаний (ударные и динамические гасители, демпферы и т. п.).

В ГПИ УкрПСК велись систематические работы по конструированию механических гасителей, которые применяются как для снижения перемещений и усилий вдоль направления ветра, вызываемых пульсацией ветрового давления, так и для гашения колебаний поперек ветрового потока, вызываемых ветровым резонансом [57]. Были предложены многочисленные конструктивные решения гасителей (М. П. Кондра) и выпущен альбом их чертежей. Среди них и конструкции, защищенные авторскими свидетельствами:

— маятниковый гаситель колебаний, составленный из трех маятников, связанных горизонтальными канатами;

— гаситель колебаний с массой и сердечником, трущимся о площадку;

— гасители колебаний для низких частот в виде комбинации прямого и перевернутого маятников.

Отличительной чертой использования гасителей является необходимость в их настройке, поскольку при проектировании параметры гасителя принимаются по частоте собственных колебаний башни, полученной из динамического расчета, а действительное значение частоты.

7. Краткое резюме

Украинская школа проектирования высотных сооружений внесла заметный вклад в эту область науки и практики металлостроительства. Ряд ее достижений, таких как конструктивные решений цельносварных башенных конструкций, нетрадиционные способы монтажа или методы расчета вантово-стержневых конструкций и антенных сетей, обогатили не только отечественный, но и мировой опыт. Мы можем гордиться такими выдающимися представителями этой школы, как О. И. Шумицкий, И. Г. Затуловский, Л. Г. Дмитриев, А. И. Калиничев, М. П. Кондра.

Литература

[1] Башмаков Ю. И. Проектування та монтаж високих опор / [Башмаков Ю. И., Лурье А. Х., Перельмутер А. В., Персион А. А.]. –К. : Будівельник, 1968. – 135 с.

[2] Березняк Л. Г. Автоматизация расчета высотных конструкций (мачт с оттяжками, башен) по деформированной схеме / Л. Г. Березняк, М. Г. Дмитриев, А. В. Перельмутер // Проектирование металлических конструкций.– М. : ВНИИИС Госстроя СССР, 1982. – Вып. 3. – С. 7–8.

[3] Борисенко Ю. С. Статический расчет вантово-стержневых систем с применением ЭВМ / Ю. С. Борисенко, В. Н. Гордеев, А. В. Перельмутер // Материалы IV Всесоюзной конференции по применению математических машин в строительной механике ин-та кибернетики АН УССР. – К. : 1967. – С. 120–128.

[4] Бровман Я. В. Надшахтные копры: проектирование, расчет и конструкция : учебное пособие / Я. В. Бровман – Москва : Госгортехиздат, 1961. – 239 с.

[5] Гаранжа И. М. Полигон испытаний опор линий электропередач и башенных сооружений ДонНАСА / [Гаранжа И. М., Горохов Е. В., Шевченко Е. В., Васылев В. Н., Алехин А. М., Танасогло А. В.] // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2015. – №7(34). – С. 86–95.

[6] Гордеев В.Н., Гринберг М.Л., Кондра М.П. О выборе оптимальных очертаний башни // Строительная механика и расчет сооружений. – 1969. – № 6. – С. 59–61.

[7] Гордеев В. Н. Программа расчета башен на ветровую нагрузку с учетом колебаний в ветровом потоке на ЭВМ БЭСМ-2М / [Гордеев В. Н., Гринберг М. Л., Перельмутер А. В., Романенко Ф. А.] // ГПИ Укрпроектсталь-конструкция. –1966. – Вып. 216. – 76 с.

[8] Гордеев В. Н. О выборе рациональных схем решетчатых башен / В. Н. Гордеев, М. П. Кондра // Строительные конструкции. – К. : Будівельник, 1976. – Вып. XXVII. – С. 19–23.

[9] Гордеев В. Н. О рациональных соотношениях в схемах решетчатых башен / В. Н. Гордеев, М. П. Кондра // Проектирование металлических конструкций. – М. : ЦИНИС, 1974. – Сер.VII. Вып. 3(50). – С. 73–76.

[10] Гордеев В. Н. Прогрессивные конструктивные решения / В. Н. Гордеев, А. В. Перельмутер, И. Г. Затуловский // Промышленное строительство и инженерные сооружении. – 1960. – № 5. – С. 1–10.

[11] Гордеев В. Н. Использование концепции проскальзывания вант для определения начальной формы вантовой сети / В. Н. Гордеев, М. А. Шимановская // Збірник наукових праць Українського інституту

сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. – К. : «Сталь», 2013. – Вип. 12. – С. 43–57.

[12] Гордеев В. Н. Статика нелинейно-деформируемых вантовых систем с проскальзывающими гибкими нитями / В. Н. Гордеев, М. А. Шимановская // Прикладная механика. – 2006. – Т. 42, № 5. – С. 79–87.

[13] Гордєєв В. М. До розрахунку сіток / В. М. Гордєєв // Прикладна механіка. – 1963. – Том 9, № 5. – С. 570–572.

[14] Горохов Е. В. Испытания высотных сооружений на ветровые воздействия в аэродинамической трубе / [Горохов Е. В., Васылев В. Н., Кузнецов С. Г., Назаров Г. А., Лозинский Э. А.] // Вестник ДоНАСА. – 2009. – 4(78). – С. 232 237.

[15] Горохов Е. В. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния фрагментов стальных башенных опор ВЛ / [Горохов Е. В., Васылев В. Н., Шевченко Е. В., Танасогло А. В.] // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2013. – Т. 9, № 1. – С. 59–69.

[16] Горохов Е. В. Ветровые гололедные воздействия на воздушные линии электропередачи / [Горохов Е. В., Казакевич М. И., Турбин С. В., Назим Я. В.] –Донецк : ДонГАСА, 2005. – 348 с.

[17] Горохов Е. В. Аэродинамика электросетевых конструкций / Казакевич М. И., Шаповалов С. Н., Назим Я. В — Донецк: ДонГАСА, 2000 — 336 с.

[18] Горохов Е. В. Экспериментальное определение результирующих аэродинамических характеристик моделей зданий и сооружений / [Горохов Е. В., Пичугин С. Ф., Махинько А. В., Назим Я. В.] // Металлические конструкции. – 2011. – Вып. 17(2) – С. 85–95.

[19] Горохов Е. В. Повышение надежности и долговечности электросетевых конструкций / [Горохов Е. В., Шаповалов С. М., Удод Е. И. и др.] — К. : Техника, 1997. – 284 с.

[20] Горохов Е. В. Методика и алгоритм оптимального проектирования при реконструкции магистральных линий электропередач / Е. В. Горохов, Г. И. Гримуд, Е. В. Шевченко // Будівельні конструкції, будівлі та споруди ; вісник Донбаської державної академії будівництва і архітектури. – 2002. – Вип. 2 (33). – С. 3–7.

[21] Горохов Е. В. Совершенствование конструкций высоковольтных опор в системе автоматизированного проектирования / Е. В. Горохов, Е. В. Шевченко // Теория и практика металлических конструкций : Международная конференция ; сб. трудов, т. 2. – Донецк-Макеевка, 1997. – С. 6–9.

[22] Гринберг М. Л. Об оценке усталостной прочности и долговечности конструкций, подверженных действию ветровой нагрузки / М. Л. Гринберг,

А. В. Перельмутер // Материалы по металлическим конструкциям. – Вып. 16. – М. : Стройиздат, 1972. – С. 53–57.

[23] Губанов В. В. Влияние локальной вогнутости на работу несущей оболочки высотных сооружений / В. В. Губанов, А. В. Голиков, А. Н. Кульчицкий // Металлические конструкции. – 2011. – № 3(17). – С. 177–184.

[24] Губанов В. В. Определение рациональных параметров мачт высотой до 30 м / В. В. Губанов, И. В. Межинская // Металлические конструкции. – 2007. – № 4 (13) – С. 204–206.

[25] Губанов В. В. Совершенствование методики расчета начального натяжения оттяжек мачт / В. В. Губанов, И. В. Межинская // Металлические конструкции. – 2012. – № 18 (1) – С. 41–48.

[26] Жербин М. М. Высокопрочные строительные стали (Характеристики, область применения, расчет и проектирование) / М. М. Жербин – К. : Будівельник, 1974. – 160 с.

[27] Кагановский Л. О. Особенности сооружения Киевской телевизионной башни / Л. О. Кагановский // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2013. – № 3. – С. 11–16.

[28] Кондра М. П. Определение оптимальных параметров башен с учетом изменения нагрузки / М. П. Кондра // Строительная механика и расчет сооружений. – 1972. – № 5 – С. 54–58.

[29] Кондра С. М. Аналіз стану проектування, будівництва та експлуатації опор мобільного зв'язку / С. М. Кондра // Будівництво України. – 2006. – Вип. 2. – С. 33 37.

[30] Кондра С. М. Оптимізація конструктивних рішень тригранних щогл для релейних антен й антен кругової діаграми спрямованості / С. М. Кондра // Будівництво України. – 2006. – Вип. №1. – С. 28 31.

[31] Коренев Б. Г. О влиянии гашения колебаний на долговечность высотных гибких стальных сооружений / Б. Г. Коренев, М. А. Микитаренко // Строительная механика и расчет сооружений. –, 1982. –, № 4. – С. 33–36.

[32] Кущенко В. Н. Обеспечение безопасности строи тельных конструкций укосных шахтных коп ров / В. Н. Кущенко. – Макеевка : ДонНАСА, 2006. – 202 с.

[33] Махінько А. В. Імовірнісний розрахунок баштових опор зв’язку / А. В. Махінько. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – 410 с.

[34] Медведева Н. М. Система программ для расчета мачт на оттяжках / Н. М. Медведева, М. А. Микитаренко, А. В. Перельмутер // Исследование систем автоматизированного проектирования стальных конструкций ; труды ЦНИИПСК им. Мельникова. – М. : 1983. – С. 67–71.

[35] Медведева Н. М. Статический и динамический расчет мачт на ЭВМ / Н. М. Медведева, М. А. Микитаренко, А. В. Перельмутер // Сопротивление материалов и теория сооружений. – Вып. 48. – К. : Будівельник, 1986. – С. 79–82.

[36] Назим Я. В. Реконструкция большого перехода воздушной линии электропередачи через р. Днепр в г. Кременчуг / Я. В. Назим, Е. В. Шевченко // Сучасне промислове та цивільне будівництво. – 2014. – Т. 10, № 2. –С. 169–-181.

[37] Нарожний В. Б. Кліматичні навантаження на повітряні лінії електромереж / В. Б. Нарожний, С. Я. Княжевська, Л. В. Глей. – К. : Енергопрогрес, 1994. – 212 с.

[38] Новиков В. И. Прикрепление элементов трубчатого сечения непосредственно друг к другу / В. И. Новиков, В. А. Ковтуненко, О. И. Шумицкий // Автоматическая сварка. – 1959. – № 9.

[39] Новиков В. И. Прочность соединения трубчатого раскоса с узловой фасонкой / В. И. Новиков, В. А. Ковтуненко // Автоматическая сварка. – 1958. – № 1 – С. 25–28.

[40] Павловский В. Ф. Стальные башни (проектирование и монтаж) / В. Ф. Павловский, М. П. Кондра. – К. : Будівельник, 1979. – 200 с.

[41] Перельмутер А. В. О предельном состоянии башенных конструкций / А. В. Перельмутер // Материалы по металлическим конструкциям. – М. : Стройиздат, 1967. – Вып. 12. – С. 88–94.

[42] Перельмутер А. В. О проектировании Киевской телевизионной башни / А. В. Перельмутер // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2013. – № 3. – С. 6–11.

[43] Перельмутер А. В. О расчете комбинированных вантово-стержневых систем типа мачт на оттяжках / А. В. Перельмутер // Проблемы устойчивости в строительной механике. – М. : Стройиздат, 1965. – С. 451–457.

[44] Перельмутер А. В. Основы расчета вантово-стержневых систем / А. В. Перельмутер. – М. : Стройиздат, 1969. – 190 с.

[45] Перельмутер А. В. Применение шагового метода к статическому расчету и проверке устойчивости вантово-стержневых систем типа мачтовых конструкций / А. В. Перельмутер // Материалы по металлическим конструкциям. – М. : Стройиздат, 1966. – Вып. 11. – С. 77–92.

[46] Перельмутер А. В. Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой / А. В. Перельмутер, О. В. Кабанцев. – М. : Издательство СКАД СОФТ, Издательский дом АСВ, 2015. – 148 с.

[47] Перельмутер А. В. Определение ветровых нагрузок на консольные сплошностенчатые сооружения / А. В. Перельмутер, М. А. Микитаренко // Сопротивление материалов и теория сооружений. – 1974. – С. 86–92.

[48] Перельмутер А. В. Опоры радиорелейных линий с антеннами большой площади / А. В. Перельмутер // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1963. – № 2. – С. 47–48.

[49] Пичугин С. Ф. Ветровая нагрузка на строительные конструкции / С. Ф. Пичугин, А. В. Махинько. – Полтава : АСМІ, 2005. –342 с.

[50] Розенблит Г. Л. Стальные конструкции зданий и сооружений угольной промышленности / Г. Л. Розенблит. – Л. : Углетехиздат, 1953. – 272 с.

[51] Семенко О. В. Экономическая целесообразность применения опор на МГС в антенно-мачтовых сооружениях сетей мобильной сотовой связи / О. В. Семенко // Многогранные гнутые стойки: материалы конференции [«Первая международная конференция»] – Днепропетровск : Печатный салон «Мультипринт», 2006. С. 64 72.

[52] Сытник Н. П. Метод подращивания при монтаже металлоконструкций Киевской телебашни / Н. П. Сытник // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2013. – № 3. – С.21–27.

[53] Сытник Н. П., Павловский В.Ф. Монтаж сооружений методом подращивания / Н. П. Сытник. – К. : Будівельник, 1975.

[54] Тищенко-Шаманская Н. В. Влияние ветровой нагрузки на конфигурацию решетчатых башен / Н. В. Тищенко-Шаманская // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. – 2012. – Випуск 9. – С. 120–141.

[55] Шевченко Е. В. Совершенствование металлических конструкций опор воздушных линий электропередачи / Е. В. Шевченко – Макеевка : ДонГАСА, 1999. – 169 с.

[56] Шимановская М. А. Смешанный метод для расчета вантовых систем на стадии монтажа / М. А. Шимановская // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2009. – № 2 – С. 16–21.

[57] Шимановский А. В. Высотные сооружения. Теория и практика / А. В. Шимановский, М. П. Кондра, С. М. Кондра. – К. : Изд-во «Сталь», 2015. – 486 с.

[58] Шумицкий О. И. Исследование и развитие конструктивной формы сварных стальных телевизионных башен большой высоты / О. И. Шумицкий // Строительные конструкции. –К. : Будівельник, 1976. – Вып.27. – С. 1–19.

[59] Perelmuter A. V. Structural Analisis with Lay-outs Changed During the Action of Load / A. V. Perelmuter, M. A. Mikitarenko, S. G. Burygin // Engineering Mechanics. – 1996. –Vol. 3, No 4. – P. 245–251.

[60] Mykytarenko M. The aerodynamic stability and fatigue durability of flexible steel towers, oscillating in the wind flow / M. Mykytarenko, M. Kondra // Structural Dynamics, EURODYN 2002. – Lisse : Swets & Zeitlinget, 2002. – P. 549–554.

Українська школа проєктування висотних конструкцій

Перельмутер А. В., д-р техн. наук

НВО SCAD Soft, Україна

Анотація. В огляді, підготовленому на підставі літературних джерел і власного досвіду автора, розглянуто історію виникнення та розвитку основних ідей, які визначили конструкційну форму висотних споруд, запроєктованих силами українських проєктувальників. Повідомлено, як, розвиваючи аеродинамічний підхід до їх проєктування та ґрунтуючись на ідеї створення суцільнозварних висотних споруд, тут вдалося отримати низку чудових результатів. Було створено конструкції ряду відомих телевізійних веж. Серед них вежа Київського телецентру, яка довго залишалася найбільшою у світі сталевою висотною спорудою. Вказано на такі досягнення Української школи проєктування висотних споруд, як проєкти великопрогонових антенних мереж нового типу, створення щоглових конструкцій, об'єднаних відтяжками в єдину систему, несиметрична компоновка баштових конструкцій, способи та конструктивні рішення для боротьби з вібраціями, розробка і впровадження монтажу баштових систем методом підрощування тощо. Поінформовано про науково-дослідницькі роботи, якими було обґрунтовано нові підходи до проєктування висотних конструкцій.

Ключові слова: висотна споруда, конструкційна форма, аеродинамічний підхід, проєктування, телевізійна вежа, антенна мережа, метод підрощування.

Ukrainian Academic School for Design of High-Rise Structures

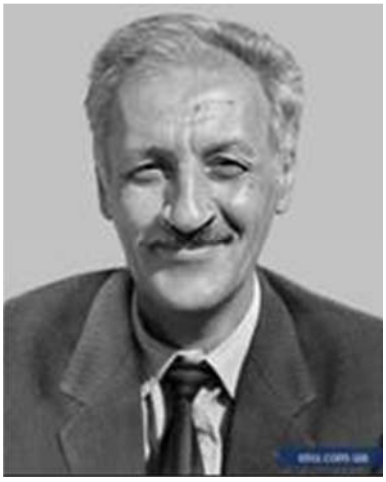
A. Perelmuter, Dr. Sc. (Eng.)

RPA SCAD Soft, Ukraine

Abstract. The review article, prepared on the basis of literary sources and the author's own experience, examines the history of the emergence and development of the main ideas that determined the structural form of high-rise buildings designed by Ukrainian designers. It is reported how a number of remarkable results were obtained here by developing an aerodynamic approach to their design and based on the idea of creating all-welded high-rise structures. A number of famous television towers have been constructed. Among them is Kiev Television Center Tower, which has long remained the world's largest steel high-rise structure. The article points to such achievements of the Ukrainian Academic School for Design of High-Rise Structures such as projects of large-span antenna arrays of a new type, the creation of mast structures joint by guys into a single system, an asymmetric layout of tower structures, methods and design solutions for attenuating vibrations, the development and implementation of the top-down construction method for installation of tower systems and others. The article reports on the research works that substantiated new approaches to design of high-rise structures.

Key words: high-rise structure, structural form, aerodynamic approach, design, television tower, antenna array, top-down construction method.

Надійшла до редколегії 18.12.2020 р.



ДМИТРИЕВ ЛЕОНИД ГЕОРГИЕВИЧ – инженер, ученый, педагог (к 90-летию со дня рождения)

[1]**Гордеев В. Н.,** д-р техн. наук, [2]**Перельмутер А. В.,** д-р техн. наук

[1]Украинский институт стальных конструкций имени В. Н. Шимановского, Украина
[2]НПО SCAD Soft, Украина

Леонид Георгиевич Дмитриев родился 17 февраля 1931 года в г. Батуми. После окончания средней школы в 1949 году он поступил в Тбилисский институт инженеров железнодорожного транспорта на факультет «Мосты и тоннели» и закончил его в 1954 году со всеми отличными оценками.

Наставником Леонида Георгиевича в институте был академик Завриев Кириак Самсонович, читавший курс строительной механики и заложивший в сознание своего ученика тонкое чувство игры внутренних сил в сооружении.

После окончания института Леонид Георгиевич был направлен на работу в Одесское проектно-конструкторское бюро треста «Стальмонтаж-2» Министерства строительства Украины и после непродолжительной работы в Одессе был переведен на работу в Киевскую проектную контору «Проектстальконструкция».

Здесь началась его блестящая карьера конструктора и расчетчика. Первым удачным результатом его работы была система приспособлений для монтажа сборных железобетонных конструкций, разработанных Леонидом Георгиевичем и его группой. В их числе был проект ленточного 600-тонного гидроподъемника, серия фрикционных захватов для монтажа колонн, не

требующих присутствия человека при расстроповке, приспособление для подъема плит перекрытий гирляндным способом и другие оригинальные технические устройства. Все эти приспособления были внедрены в системе Главстальконструкции Министерства строительства Украины.

Далее была выполнена большая работа по проекту монтажа методом подращивания для проектировавшейся тогда в Проектстальконструкции телевизионной башни Ленинградского телецентра. Подращивание Ленинградской башни не было реализовано, но полученный опыт и некоторые интересные конструкторские находки были использованы через пятнадцать лет при монтаже Киевской телевизионной башни, где был применен именно этот метод монтажа.

В 1956 году Леонид Георгиевич разработал вариант покрытия проектировавшегося тогда Дворца спорта в Киеве в виде сетчатой оболочки двоякой кривизны (рис. 1). Отличительной особенностью этой конструкции был способ членения оболочки на одинаковые монтажные элементы по типу разрезки арбуза на одинаковые дольки. Дополнение до прямоугольного плана предполагалось выполнить за счет доборных элементов или путем использования монолитной вставки. Этот проект не был реализован, и лишь в 1965 году Леонид Георгиевич использовал эту идею при проектировании и строительстве покрытия центрального зала терминала В аэропорта «Борисполь», выполненного в виде сборной железобетонной оболочки с размерами в плане 43×55 метров. Здесь архитектор А. Добровольский пошел на создание наклонных плоскостей фасада (рис. 2), что избавило конструкцию от доборных элементов и показало конструктивный замысел в чистом виде.

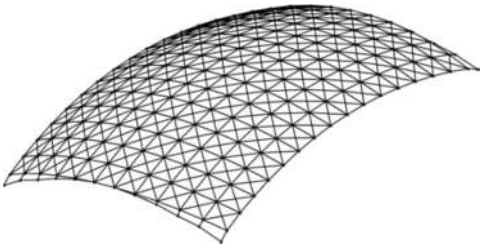


Рис. 1. Геометрическая схема сетчатой оболочки Дворца спорта



Рис. 2. Наклонная плоскость фасада терминала В аэропорта «Борисполь»

Работая в Проектстальконструкции, Леонид Георгиевич возглавлял выполнение конкурсного проекта конструкций павильона Украины на международной ярмарке в Марселе (архитектор А. Милецкий), принимал активное участие в разработке конструкции антенных сетей радиоцентра в Багдаде. Им была предложена оригинальная система подвески коротковолновых направленных

антенных полотен типа СГД-РА (рис. 3), для которых из-за наличия проволочного рефлектора стандартная система спуска и подъема не годилась. В новом решении усилие, передаваемое на опору от натяжения леерного каната, уменьшилось на 85 %, а необходимая грузоподъемность лебедки снизилась на 40 %.

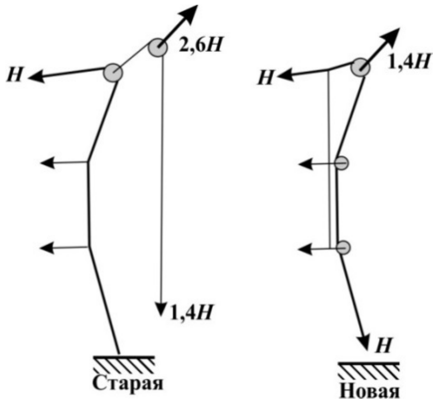


Рис. 1. Системы подвески антенн типа СГД-РА

В 1959 году Л. Г. Дмитриев поступил в заочную аспирантуру Киевского автомобильно-дорожного института, где под руководством профессора П. М. Варвака подготовил и в 1964 году защитил кандидатскую диссертацию «Исследование дискретных пространственных систем». В диссертационной работе Леонид Георгиевич развил метод моделирования континуальных конструкций путем построения дискретных стержневых моделей и предложил описывать алгоритмы их расчета при помощи языка предикатов.

В 1963 году был создан Киевский зональный научно-исследовательский институт экспериментального проектирования (КиевЗНИИЭП), и туда перешел на работу Л. Г. Дмитриев. В 1963–1988 годах он занимал должность заместителя директора этого института по научной работе, а с 1975 года одновременно возглавлял отдел архитектурно-строительной кибернетики.

Леонид Георгиевич принимал участие в разработке целого ряда проектов уникальных зданий и сооружений. Это было уже упоминавшееся ранее покрытие центрального зала терминала В аэропорта «Борисполь», а также ребристая плита перекрытия над первым этажом аэровокзала, криволинейные ребра которой ориентированы вдоль траекторий главных изгибающих моментов (рис. 4), или, например, оригинальные конструкции безригельного каркаса гостиницы «Тарасова гора» в г. Каневе (рис. 5) (архитектор Н. Чмутина).

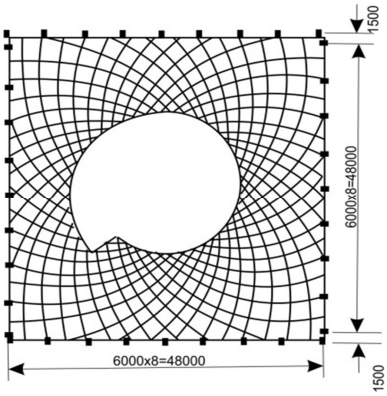


Рис. 4. Схема ребристой плиты



Рис. 5. Гостиница «Тарасова гора»

Здесь же следует назвать объекты реконструировавшегося в 1966–1967 годах Республиканского стадиона (архитектор М. Гречина), где по проектам Л. Г. Дмитриева были созданы несущие конструкции второго яруса трибун (рис. 6) и возведена оригинальная вантовая конструкция трамплина для прыжков на лыжах (рис. 7).



Рис. 6. Второй ярус трибун Республиканского стадиона



Рис. 7. Вантовая конструкция лыжного трамплина

Одной из основных проблем, в рамках которой работал Леонид Георгиевич и руководимая им исследовательская группа, было создание и развитие теории расчета вантовых конструкций и ее реализация в проектной практике. Здесь Л. Г. Дмитриевым получены важные научные результаты, многие из которых выходят за границы того класса задач строительной механики, которые связываются с собственно вантовыми конструкциями. К ним относится введение в теорию расчета дискретных операторов (разностного по направлению стержня и суммирующего в узле), статико-кинематический анализ мгновенно-жестких систем, выделение равновесной составляющей нагрузки при решении геометрически нелинейных задач или анализ особенностей задачи оптимального проектирования вантовых систем.

Экономичность и архитектурная выразительность созданных им конструкций висячих покрытий, таких как висячая железобетонная оболочка с размерами в плане 42×42 метра над торговым павильоном Владимирского рынка в Киеве (рис. 8) (архитектор Г. Ратушинский), металлическая мембранная конструкция покрытия над салоном-магазином мебели (рис. 9) (архитектор Н. Чмутина) или вантовая сеть с шестиугольными ячейками покрытия рынка в Черкассах (архитектор А. Анищенко), были высоко оценены профессиональным сообществом.

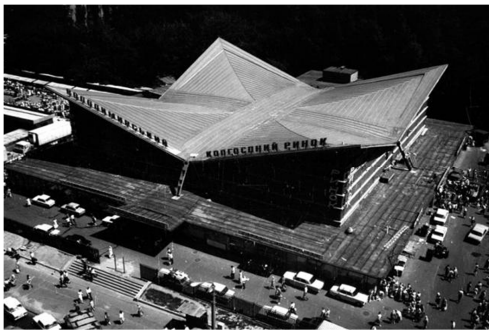


Рис. 8. Торговый павильон Владимирского рынка в г. Киеве



Рис. 9. Салон-магазин мебели в г. Киеве

В 1982 году коллективу инженеров и архитекторов (Г. А. Авдеев, А. М. Анищенко, Б. А. Беднарский, Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. И. Заваров, В. Г. Штолько) была присуждена Государственная премия УССР в области науки и техники за цикл работ «Исследование, разработка и внедрение висячих покрытий гражданских зданий и сооружений в Украинской ССР».

Конструктивные решения Леонида Георгиевича всегда отличались оригинальностью и новизной. Это хорошо видно из приведенных примеров. Его инженерное творчество нашло и формальное подтверждение. Леонид Георгиевич вместе со своими коллегами является автором около 20 изобретений. Большинство из них посвящено висячим покрытиям.

Многие исследования Леонида Георгиевича ориентированы на использование ЭВМ и на алгоритмизацию решаемых задач. Он совместно с П. М. Сосисом собрал вокруг себя коллектив единомышленников и создал киевскую школу разработчиков программных средств по расчету строительных конструкций, которая стала одной из ведущих в Советском Союзе.

Примерно с середины 70-х годов в личном научном творчестве Л. Г. Дмитриева начинают превалировать задачи автоматизации проектирования и проблемы информатики. Тематика этих исследований чрезвычайно широка, здесь вопросы алгоритмизации расчетов, лингвистические проблемы, проблемы создания

информационной модели проектируемых объектов, задачи конструирования базы знаний и многое другое.

Леонид Георгиевич становится ведущим специалистом в этой области знаний и возглавляет работы такого рода для всех организаций Госкомархитектуры при Госстрое СССР. Трудами коллектива института КиевЗНИИЭП создается технологическая линия по проектированию несущих каркасов гражданских зданий на основе серии ИИ-04-КОРТ (каркас ортогональный). Технологическая линия проектирования КОРТ обеспечивала выпуск рабочих чертежей, монтажных схем фундаментов, перекрытий, опалубочных и арматурных чертежей индивидуальных элементов, а также спецификаций, расчетных листов и сметной документации, – то есть полного набора проектной документации каркаса.

Годовая производительность технологической линии (рабочие чертежи на 1500 каркасно-панельных зданий и 3000 сборных железобетонных изделий) оказалась такой, что одной из непредвиденных проблем стала невозможность ее полной загрузки.

В 1988 году по решению Госкомархитектуры при Госстрое СССР был создан Киевский научно-исследовательский институт теории и истории архитектуры и градостроительства (КиевНИИТИАГ), которому была поручена роль головного по проблеме прикладной информатики и применению вычислительной техники в архитектуре и градостроительстве. Для реализации этой функции из КиевЗНИИЭПа было переведено 50 специалистов во главе с Л. Г. Дмитриевым, который был назначен заместителем директора по научной работе и заведующим отделом прикладной информатики. Здесь Леонид Георгиевич возглавлял работы по созданию ведомственной системы автоматизированного проектирования Госкомархитектуры при Госстрое СССР, исследованию методов, моделей и способов беспрерывного автоматизированного процесса градостроительного проектирования; программно-информационных средств для функционирования банков данных больших городов, разработке моделей, а также программно-информационных средств и экспертных систем в архитектуре и градостроительстве.

Прекращению всех этих работ, последовавшему в 90-е годы, способствовали не только бурные общественно-политические изменения в жизни страны, но и смена поколений вычислительной техники, когда на первый план вышла децентрализация всех компьютерных проблем и перенос работ на персональные компьютеры.

С 1996 года Леонид Георгиевич работает на кафедре архитектурных конструкций Национальной академии изобразительного искусства и архитектуры. При этом по приглашению известных архитекторов он продолжает участвовать в проектных работах в роли консультанта, расчетчика

и конструктора. Из наиболее известных объектов, которые запроектировал Л. Г. Дмитриев в это время, следует отметить резиденцию экзарха Украинской греко-католической церкви и стальные конструкции куполов ее кафедрального собора – Храма Воскресения Господня в г. Киеве (рис. 10) (архитектор М. Левчук).



Рис. 10. Храм Воскресения Господня в г. Киеве

Леонид Георгиевич остался новатором и в преподавании, где ему пришлось столкнуться с необходимостью описания работы конструкций для аудитории с относительно слабой математической подготовкой. Он понимал, что архитекторам, в первую очередь, следует понимать функциональное предназначение той или иной конструкции, и здесь применил интересный педагогический прием, когда он просил обучающегося вычеркнуть на фотоизображении известного памятника архитектуры все, что не связано с прочностью и устойчивостью объекта. Таким способом вырабатывалась интуиция обучающихся.

В интернете имеется три интересных видеоролика с лекциями Л. Г. Дмитриева, которые ярко демонстрируют его нестандартную методику преподавания основ строительного проектирования несущих конструкций. Этим делом он увлеченно занимался вплоть до своей кончины, которая последовала 22 мая 2018 года.

Ученики, коллеги и друзья Леонида Георгиевича Дмитриева помнят его и почитают память этого удивительного специалиста и человека. А созданные по его проектам уникальные конструкции, как и его научное наследие, являются лучшим памятником этому инженеру, ученому и педагогу.

Список научных трудов Л. Г. Дмитриева

[1] Дмітрієв Л. Г. До розрахунку вантових покриттів [Текст] / Л. Г. Дмітрієв // Вісник Академії будівництва і архітектури УРСР. – 1961. – № 2.

[2] Дмитриев Л. Г. Программирование расчетов пространственных конструкций [Текст] / Л. Г. Дмитриев, П. М. Сосис. – К. : Госстройиздат УССР, 1963. – 226 с.

[3] Дмитриев Л. Г. Висячие покрытия [Текст] / Л. Г. Дмитриев, А. С. Городецкий // Строительство и архитектура. – 1962. – № 7.

[4] Дмитриев Л. Г. Расчет висячих покрытий [Текст] / Л. Г. Дмитриев // Строительство и архитектура. – 1963. – № 2.

[5] Дмитриев Л. Г. Возможные расчетные стержневые модели некоторых непрерывных систем [Текст] / Л. Г. Дмитриев // ЭЦВМ в строительной механике. – Л.–М. : Стройиздат, 1966. – С. 175–181.

[6] Дмитриев Л. Г. Вантовые покрытия [Текст] / Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов – К. : Будівельник, 1968. – 272 с.

[7] Дмитриев Л. Г. Элементы статики и динамики вантовых систем [Текст] / Л. Г. Дмитриев // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. – К. : Будівельник, 1970. – С. 80–94.

[8] Дмитриев Л. Г. Изгиб нелинейно упругих пластин [Текст] / Л. Г. Дмитриев, В. Н. Шевченко // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. – К. : Будівельник, 1970. – С. 94–103.

[9] Дмитриев Л. Г. Элементы кинематического анализа мгновенно-жестких систем [Текст] / Л. Г. Дмитриев // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. Выпуск 2. – К. : Будівельник, 1972. – С. 66–71.

[10] Дмитриев Л. Г. Алгоритм автоматического построения центральных проекций тел [Текст] / Л. Г. Дмитриев, И. Ф. Боднар // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. Выпуск 2. – К. : Будівельник, 1972. – С. 197–200.

[11] Дмитриев Л. Г. Задачи проектирования оптимальных вантовых покрытий [Текст] / Л. Г. Дмитриев // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. Выпуск 3. – К. : Будівельник, 1973. – С. 86–98.

[12] Дмитриев Л. Г. Расчет систем с большим числом степеней свободы [Текст] / Л. Г Дмитриев., В. В. Репях // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. Выпуск 3. – К. : Будівельник, 1973. – С. 148–171.

[13] Дмитриев Л. Г. Элементы строительной механики вантовых покрытий [Текст] / Л. Г. Дмитриев // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. Выпуск 4. – К. : Будівельник, 1974. – С. 66–71.

[14] Дмитриев Л. Г. Экстремальный принцип определения параметров шарнирно-стержневой системы минимального объема при многих

нагружениях [Текст] / Л. Г. Дмитриев, В. Ю. Любинский // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. Выпуск 4. – К. : Будівельник, 1974. – С. 58–59.

[15] Дмитриев Л. Г. Вантовые покрытия. Расчет и проектирование [Текст] / Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – [Изд. 2, перераб. и доп.] – К. : Будівельник, 1974. – 272 с.

[16] Дмитриев Л. Г. Автоматизированная система проектирования несущих конструкций гражданских зданий [Текст] / Л. Г. Дмитриев // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. Выпуск 5. – К. : Будівельник, 1976. – С. 54–80.

[17] Дмитриев Л. Г. К вопросу об определении оптимальной системы усилий предварительного натяжения вантовой сети минимального объема [Текст] / Л. Г. Дмитриев, В. Ю. Любинский // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. Выпуск 5. – К. : Будівельник, 1976. – С. 80–83.

[18] Дмитриев Л. Г. Автоматизированное проектирование конструкций гражданских зданий [Текст] / [Дмитриев Л. Г., Касилов А. В., Гильман Г. Б., Ковбасюк В. П.] – К. : Будівельник, 1977. – 236 с.

[19] Дмитриев Л. Г. Исследование прочности и трещиностойкости стеновых панелей в системе автоматизированного проектирования [Текст] / Л. Г. Дмитриев, Н. Г. Лихогруд // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1980. – С. 21–40.

[20] Дмитриев Л. Г. Представление знаний в подсистеме автоматизированного проектирования железобетонных элементов на ограниченном русском языке [Текст] / Л. Г. Дмитриев, В. Н. Соловьев // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1981. – С. 25–31.

[21] Дмитриев Л. Г. Расчет железобетонных панелей стен на технологические воздействия [Текст] / Л. Г. Дмитриев, Н. Г. Лихогруд // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1982. – С. 43–52.

[22] Дмитриев Л. Г. Описание железобетонных элементов на ограниченной лексике русского языка в подсистеме САПР [Текст] / Л. Г. Дмитриев, В. Н. Соловьев // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К.: КиевЗНИИЭП, 1982. – С. 52–60.

[23] Дмитриев Л. Г. Концепция информационной модели объекта проектирования [Текст] / Л. Г. Дмитриев // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1984. – С. 30–41.

[24] Дмитриев Л. Г. Приложение формальной логики многосортных предикатов к задачам моделирования САПР объектов гражданского

строительства [Текст] / Л. Г. Дмитриев, В. В. Штабовенко // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1985. – С. 19–26.

[25] Яблонский Д. Н. О совершенствовании системы документирования в условиях широкого использования САПР [Текст] / Д. Н. Яблонский, Л. Г. Дмитриев // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1985. – С. 108–113.

[26] Дмитриев Л. Г. Подсистема автоматизированного проектирования несущих конструкций каркасных зданий [Текст] / Л. Г. Дмитриев, В. Ю. Любинский, В. В. Репях // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1986. – С. 44–55.

[27] Дмитриев Л. Г. Подсистемы с базами знаний в САПР гражданских зданий [Текст] / Л. Г. Дмитриев, Н. Г. Лихогруд, В. А. Соловьев // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1987. – С. 28–35.

[28] Дмитриев Л. Г. Построение перспективных изображений с использованием программного комплекса «Диалог-Б» [Текст] / Л. Г. Дмитриев, Л. Г. Яворская // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1987. – С. 35–43.

[29] Дмитриев Л. Г. Подсистемы с базами знаний в САПР гражданских зданий [Текст] / Л. Г. Дмитриев, Н. Г. Лихогруд, В. А. Соловьев // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1987. – С. 28–34.

[30] Дмитриев Л. Г. Экспертная система конкурсной оценки и экспертизы конструктивной части индустриальных гражданских зданий [Текст] / Л. Г. Дмитриев, Н. Г. Лихогруд, В. В. Штабовенко // Автоматизация проектирования объектов гражданского строительства. – К. : КиевЗНИИЭП, 1988. – С. 54–63.

[31] Дмитриев Л. Г. Состояние и перспективы развития систем автоматизированного проектирования объектов гражданского строительства [Текст] / Л. Г. Дмитриев, В. П. Ковбасюк, Н. Г. Лихогруд – М. : Центр научно-технической информации по гражданскому строительству и архитектуре, 1987.

[32] Дмитриев Л. Г. Средства САПР в проектировании объектов гражданского строительства (отечественный опыт) [Текст] / Л. Г. Дмитриев, Н. Г. Лихогруд, В. В. Штабовенко – Экспресс-информация, выпуск 3. – М. : Центр научно-технической информации по гражданскому строительству и архитектуре, 1987. – 32 с.

[33] Дмитриев Л. Г. Система автоматизированного проектирования гражданских зданий [Текст] / Л. Г. Дмитриев, Н. Г. Лихогруд // Строительство и архитектура. – 1987. – № 6. – С. 16–17.

[34] Дмитриев Л. Г. Системы автоматизированного проектирования объектов гражданского строительства [Текст] / Л. Г. Дмитриев, В. В. Штабовенко, Н. Г. Лихогруд – К. : Будівельник, 1988. – 191 с.

[35] Дмитриев Л. Г. Хранение и обработка информации о памятнике архитектуры в градостроительном банке данных [Текст] / [Дмитриев Л. Г. Демина С. В., Капуловский С. А., Пламеницкая О. А., Тымонович Е. В.] // Прикладная информатика в архитектуре и градостроительстве. – К. : КиевЗНИИЭП, 1989. – С. 20–35.

[36] Дмитриев Л. Г. Концепции развития прикладной информатики в архитектуре и градостроительстве [Текст] / Л. Г. Дмитриев, М. В. Демкив, О. В. Заика // Прикладная информатика в архитектуре и градостроительстве. – К. : КиевЗНИИЭП, 1989. – С. 36–40.

[37] Дмитриев Л. Г. Математическая модель гидравлической сети объектов гражданского строительства [Текст] / Л. Г. Дмитриев, И. А. Хорохорина // Прикладная информатика в архитектуре и градостроительстве. – К. : КиевЗНИИЭП, 1989. – С. 40–43.

[38] Дмитриев Л. Г. Концепции построения лексикона тезаурусов и словаря терминов в архитектуре и градостроительстве [Текст] / Л. Г. Дмитриев, О. В. Заика, Н. Г. Логвин // Прикладная информатика в архитектуре и градостроительстве. – К. : КиевЗНИИЭП, 1990. – С. 23–27.

[39] Демина В. С. Применение средств прикладной информатики в архитектурно-исторических исследованиях [Текст] / В. С. Демина, Л. Г. Дмитриев, Е. В. Тимонович – К. : Знание, 1990. – 24 с.

[40] Дмитрієв Л. Одношарові шарнірно-стрижневі моделі тонких пластинок в архітектурному проектуванні [Текст] / Л. Дмитрієв // Українська академія мистецтва. Дослідницькі та науково-методичні праці.– 2014. – Випуск 23. – С. 117–126.

Список изобретений Л. Г. Дмитриева

[1] Авторское свидетельство SU 926202 A1. Многоэтажное здание / Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – № 2913389; заявл. 18.04.1980 ; опубл. 07.05.1982.

[2] Авторское свидетельство SU 983218 A1. Пространственное покрытие / Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – № 2913388 ; заявл. 18.04.1980 ; опубл. 23.12.1982.

[3] Авторское свидетельство SU 844714 A1. Висячее покрытие / Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – № 2592315 ; заявл. 20.03.1978 ; опубл. 07.07.1981.

[4] Авторское свидетельство SU 887792 A1. Сейсмостойкое здание / Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – № 2905430 ; заявл. 04.04.1980 ; опубл. 07.12.1981.

[5] Авторское свидетельство SU 640005 A1,. Предварительно напряженная арка / Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – № 2058149 ; заявл. 02.09.1974 ; опубл. 30.12.1978.

[6] Авторское свидетельство SU 583256 A1. Пространственное решетчатое покрытие / Г. А. Авдеев, Б. А. Беднарский, Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов, В. Г. Штолько. – № 2119123 ; заявл. 02.04.1975 ; опубл. 05.12.1977.

[7] Авторское свидетельство SU 554374 A1. Висячее покрытие / Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – № 2104007 ; заявл. 10.02.1975 ; опубл. 15.04.1977.

[8] Авторское свидетельство SU 560041 A1. Висячее покрытие / Л. Г. Дмитриев, Г. Б. Гильман, А. В. Касилов. – № 1978240 ; заявл. 20.12.1973 ; опубл. 30.05.1977.

[9] Авторское свидетельство SU 528378 A1. Вантовая предварительно напряженная ферма / Л. Г. Дмитриев, Г. Б. Гильман, А. В. Касилов. – № 1949693 ; заявл. 30.07.1973 ; опубл. 15.09.1976.

[10] Авторское свидетельство SU 535398 A1. Висячее покрытие / Л. Г. Дмитриев, Г. Б. Гильман, А. В. Касилов. – № 2024611 ; заявл. 17.05.1974 ; опубл. 15.11.1976.

[11] Авторское свидетельство SU 536292 A1. Висячее покрытие / Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – № 2104008 ; заявл. 10.02.1975 ; опубл. 25.11.1976.

[12] Авторское свидетельство SU 456077 A1. Висячее покрытие зданий и сооружений / Л. Г. Дмитриев, Ю. В. Ребров, Г. А. Авдеев. – № 1784651 ; заявл. 16.05.1972 ; опубл. 05.01.1975.

[13] Авторское свидетельство SU 419603 A1. Висячее покрытие зданий и сооружений / Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – № 1779585/29-14 ; заявл. 03.05.1972 ; опубл. 15.03.1974.

[14] Авторское свидетельство SU 421743 A1. Пространственная предварительно напряженная металлическая ферма / Л. Г. Дмитриев, Ю. В. Ребров. – № 1779663/29-14 ; заявл. 03.05.1972 ; опубл. 30.03.1974.

[15] Авторское свидетельство SU 454324 A1. Висячее покрытие / Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – № 1823245 ; заявл. 28.08.1972 ; опубл. 25.12.1974.

[16] Авторское свидетельство SU 181798 A1. Висячее покрытие зданий и сооружений / Г. Б. Гильман, Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов. – № 931000/29-14 ; заявл. 27.11.1964 ; опубл. 21.04.1966.

[17] Авторское свидетельство SU 169226 A1. Висячее покрытие / Л. Г. Дмитриев, А. В. Касилов, И. Э. Кимельфельд, Е. К. Лажечникова. – № 881589/29-14 ; заявл. 13.02.1964 ; опубл. 11.03.1965.

Интернет-лекции Л. Г. Дмитриева

[1] Экзамен для профессора Л. Г. Дмитриева. Часть 1. Инженер Леонид Георгиевич Дмитриев рассказывает о строительстве Республиканского стадиона [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://youtu.be/ d_01zmzh0ls (27.12.2020). – Название с экрана.

[2] Экзамен для профессора Л. Г. Дмитриева. Часть 2. Инженер Леонид Георгиевич Дмитриев рассказывает о строительстве Летающего трамплина [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://youtu.be/ 2SZhYhGgmI4 (27.12.2020). – Название с экрана.

[3] Экзамен для профессора Л. Г. Дмитриева. Часть 3. Инженер Леонид Георгиевич Дмитриев рассказывает о строительстве Киевского Дома мебели [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://youtu.be/r_-jPAX-wjY (27.12.2020). – Название с экрана.

ДМІТРІЄВ ЛЕОНІД ГЕОРГІЙОВИЧ – інженер, учений, педагог (до 90-річчя від дня народження)

[1]**Гордеєв В. М.,** д-р техн. наук, [2]**Перельмутер. А В.,** д-р техн. наук

[1]Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського, Україна
[2]НВО SCAD Soft, Україна

LEONID GEORGIYOVYCH DMITRIIEV – Engineer, Scientist, Teacher (on the 90th Anniversary of His Birth)

[1]**V. Gordeiev,** Dr. Sc. (Eng.), [2]**A. Perelmuter,** Dr. Sc. (Eng.)

[1]V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction, Ukraine,
[2]RPA SCAD Soft, Ukraine

Надійшла до редколегії 18.12.2020 р.

ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ

У збірнику публікуються не опубліковані раніше та не призначені для одночасної публікації в інших виданнях статті, що містять нові результати теоретичних та експериментальних досліджень у сфері розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель і споруд, розроблення раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів і з'єднань, удосконалення матеріалів, технологій виготовлення, монтажу та реконструкції будівель і споруд; пропозиції щодо розвитку і вдосконалення нормативної бази в галузі будівництва тощо.

Наукові статті повинні містити: опис проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими програмами чи практичними завданнями; короткий аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано вирішення даної проблеми і на які посилається автор; виділення невирішених питань або проблем, котрим присвячується стаття; формулювання цілей статті (постановка завдання); виклад основного матеріалу дослідження з обґрунтуванням отриманих наукових результатів; висновки з цього дослідження і перспективи подальших досліджень за даним напрямком.

Статі подаються українською, російською або англійською мовами у роздрукованому вигляді (в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті) та в електронному вигляді звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 15 сторінок розміром 170×240 мм (формат паперу) включно з рисунками, таблицями та бібліографічним переліком використаної літератури. Статтю необхідно супроводжувати розгорнутою анотацією (від 1800 знаків із пробілами) та переліком ключових слів (від 3 до 6 слів) українською, російською та англійською мовами. До статті потрібно додати для кожного із співавторів авторську довідку, в якій вказати прізвище, ім'я та по батькові (українською, російською та англійською мовами), науковий ступінь, вчене звання, місце і адресу основної роботи, посаду та контактний телефон.

Стаття набирається в текстовому редакторі Microsoft Word шрифтом Times New Roman. Для заголовків застосовується розмір 13 пт.; для основного тексту та відомостей про авторів – 11 пт.; для анотації та ключових слів застосовується шрифт Verdana, розмір 8 пт. Міжрядковий інтервал – одинарний. Поля на аркушах формату 170×240 мм: верхнє – 1,5 см; нижнє – 2 см; ліве та праве – по 2 см.

У лівому верхньому кутку титульної сторінки зазначається УДК. Назва статті, прізвища та ініціали авторів (напівжирним шрифтом), їхні вчені ступені, наукові звання та назви місць основної роботи вирівнюються по центру. З нового абзацу подаються анотація, ключові слова та текст статті з вирівнюванням по ширині.

Таблиці набираються шрифтом Times New Roman розміром від 9 пт. до 11 пт. Розмір таблиці не повинен бути більшим за 13×18 см.

Формули в тексті набираються в редакторі Word Microsoft Equation або у програмі MathType шрифтом Times New Roman, розміром 11 пт., текст та змінна формули – курсивом.

Креслення, рисунки, фотознімки (чорно-білі монохромні або напівтонові зображення) вставляються в текст без обтікання та додатково подаються окремими файлами форматів *.tif, *.gif або *.jpg (300 точок/дюйм) за розміром по ширині не більше ніж 13×18 см. Написи під рисунками друкуються шрифтом Times New Roman розміром 10 пт.

Перелік використаної літератури оформляється згідно з ДСТУ ГОСТ 7.1-2006 і наводиться наприкінці статті. Наприклад, для книги – прізвище й ініціали автора, назва книги, місце видання та видавництво, рік видання, том, кількість сторінок. Посилання з тексту статті на кожен пункт переліку літератури – обов'язкове. Не дозволяється робити посилання на неопубліковані роботи.

Кожна стаття підлягає зовнішньому та внутрішньому рецензуванню. У випадку повернення статті на доопрацювання датою надходження вважається дата одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після доопрацювання стаття знову розглядається редколегією.

Розраховуємо на співпрацю.

Наукове видання

Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В. М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

**Українського інституту сталевих конструкцій
імені В. М. Шимановського**

Відповідальний редактор	О. В. Шимановський
Комп'ютерна верстка	О. І. Кордун
та технічне редагування	В. П. Гаврилова

Рекомендовано до друку вченою радою
ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського»
(протокол № 5 від 28.12.2020)

Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації
КВ № 17755-6605 ПР від 04.05.2011

Підписано до друку 28.12.2020.
Формат видання 70x100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Ум. друк. арк. 16,20. Наклад 100 прим.

Видавництво «Сталь».
02125, м. Київ, вул. Віталія Шимановського, 2/1, тел. 229-83-51; 543-95-56
www.steel-izdat.com.ua