ISSN 1996-8159

ПБіС

1'2019

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ



Вітаємо із 70-річчям

ПАСЕЧНЮКА ВОЛОДИМИРА ЛЕОНІДОВИЧА

**знаного фахівця у галузі металобудівництва,
головного інженера ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»,
члена редакційної колегії журналу
«Промислове будівництво та інженерні споруди»**



Пасечнюк В.Л. закінчив Київський автомобільно-дорожній інститут за фахом інженер-будівельник.

За роки своєї трудової діяльності Володимир Леонідович проявив себе як висококласний інженер та організатор будівельного виробництва. Під його особистим керівництвом були зведені визначні об'єкти громадського призначення в м. Києві, серед яких Будинок торгівлі, Національна бібліотека України імені В.І. Вернадського НАНУ, арка Дружби Народів, Український дім, Будинок меблів, Будинок урочистих подій, Меморіальний комплекс «Національний музей історії Великої Вітчизняної війни 1941–1945 років», освітлювальні опори для столичних стадіонів «Олімпійський» та «Динамо» та такі великі промислові об'єкти, як нові корпуси АНТК ім. Антонова для виробництва літаків «Руслан» та «Мрія», ПрАТ «Київський картонно-паперовий комбінат» у м. Обухові, ЗАТ «Оболонь» та інші.

Обіймаючи різні посади в тресті «Центросталь-конструкція» Мінмонтажспецбуду УРСР, Володимир Леонідович брав участь у будівництві киснево-конверторного цеху заводу «Азовсталь», 17-го та 40-го цукрових заводів у Вінницькій та Хмельницькій областях. Він входив до складу керівництва пусковим комплексом заводу ЕП-250 (концерн «Оріана») у м. Калуші Івано-Франківської області. Застосовуючи новітні технології, будував наземні об'єкти телерадіозв'язку заввишки 250 м у м. Новодністровську Чернівецької області та м. Олевську Житомирської області, керував роботами з виготовлення монтажних блоків для об'єкта «Укриття» ЧАЕС.

Серед сучасних будівельних об'єктів, що зводились колективами монтажників під керівництвом Пасечнюка Володимира Леонідовича, Південний залізничний вокзал у м. Києві, нові виробничі корпуси фармацевтичної фірми «Дарниця», технологічні корпуси МНЛЗ та киснево-конверторного цехів у м. Алчевську, реконструкція парку сировини «Нафтохімік Прикарпаття» в м. Надвірна Івано-Франківської області, Міжнародний виставковий центр у м. Києві та багато інших цікавих об'єктів.

З 2006 р. Володимир Леонідович обіймає посаду головного інженера ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського». Як досвідчений фахівець з проектування та монтажу будівельних металоконструкцій він професійно вирішує найскладніші питання при розробленні технічної документації для комплекних об'єктів, бере активну участь у створенні державних будівельних норм та державних стандартів.

Володимир Леонідович Пасечнюк користується незаперечним авторитетом і повагою серед будівельної спільноти.

За високий професіоналізм, вагомі здобутки у проектно-конструкторській діяльності, спорудженні багатьох унікальних об'єктів різного призначення Пасечнюк В.Л. відзначений державними нагородами.

Володимир Леонідович – Почесний працівник будівництва та архітектури України.

**Щиро зичимо Володимиру Леонідовичу міцного здоров'я,
успіхів у його почесній справі
та творчої наснаги для здійснення нових задумів.**

ЗАСНОВНИКИ

ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ «УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»

ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ім. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»

Свідоцтво про державну реєстрацію КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.
Беркута А.В., к.е.н.
Гайдайчук В.В., д.т.н., проф.
Голоднов О.І., д.т.н., проф.
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
Гордеєв В.М., д.т.н., проф.
Гуляєв В.І., д.т.н., проф.
Єгоров Є.А., д.т.н., проф.
Кваша В.Г., д.т.н., проф.
Корольов В.П., д.т.н., проф.
Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.
Лобанов Л.М., академік НАНУ, д.т.н., проф.
Оглобля О.І., д.т.н., проф.
Пасечнюк В.Л.
Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.
Стоянов В.В., д.т.н., проф.
Шимановський О.В., член-кор. НАНУ, д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2019 — 2020 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)
Агощ З., д.т.н., проф. (Словаччина)
Белоєв М., к.т.н. (Болгарія)
Ведяков І.І., д.т.н., проф. (Росія)
Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)
Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)
Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)
Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)
Кульбах В., академік НАНЕ, д.т.н., проф. (Естонія)
Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)
Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)
Новак А., д.т.н., проф. (США)
Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)
Сидорович Є.М., д.т.н., проф. (Білорусь)
Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)
Трощенко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Тулєбаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)

НАУКОВО-ВИРОБНИЧИЙ ЖУРНАЛ

ПБіС

1'2019

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

БЕЗПЕКА БУДІВЕЛЬ

О.В. Шимановський
МЕТОДИ ТА ПРАКТИЧНІ ЗАХОДИ З ОСЛАБЛЕННЯ НАРОСТАЮЧОГО РУЙНУВАННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ 2

ТЕХНІЧНЕ РЕГУЛЮВАННЯ

Д.В. Ісаєнко
КОНЦЕПТУАЛЬНІ ЗАСАДИ СИСТЕМИ ТЕХНІЧНОГО РЕГУЛЮВАННЯ У БУДІВНИЦТВІ 15

МОСТОВІ СПОРУДИ

О.В. Шимановський, Д.О. Котлубей, В.В. Шалінський
ЩОДО ТЕХНІЧНОГО СТАНУ МОСТА ім. Є.О.ПАТОНА 20

АРХІТЕКТУРА ДОШКІЛЬНИХ ЗАКЛАДІВ

О.Ю. Скляренко
ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ДОШКІЛЬНИХ ЗАКЛАДІВ 26

НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ

В.В. Гайдайчук, В.В. Мозговий, О.О. Густєлєв, Л.В. Шевчук
АНАЛІЗ ДЕФОРМУВАННЯ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ НА МЕТАЛЕВІЙ ПЛИТІ ПІВДЕННОГО МОСТА 31

ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ

Моради Пур Омид
СОВРЕМЕННЫЕ ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИЕ ТЕХНОЛОГИИ В ФОРМООБРАЗОВАНИИ АРХИТЕКТУРЫ ЗДАНИЙ 39

НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ

С.Н. Стовпник, Н.В. Зуевская, А.С. Осипов
ВНЕДРЕНИЕ ПРОГРЕССИВНОЙ ТЕХНОЛОГИИ ПРИ СООРУЖЕНИИ БЕСКИДСКОГО ТОННЕЛЯ ГОРНЫМ СПОСОБОМ В УСЛОВИЯХ ФЛИШЕВОГО СЛОЖЕНИЯ ГЕОМАССИВА 42

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ

І.С. Суббота, Л.М. Спасьонова, Т.І. Булка, М.І. Токова
ЗАСТОСУВАННЯ ЗОЛОШЛАКОВИХ ВІДХОДІВ ДЛЯ ВИРОБНИЦТВА БУДІВЕЛЬНОЇ КЕРАМІКИ 45

Згідно з наказом МОН України від 13.03.2017 р. № 374 журнал включено до Переліку наукових фахових видань України з технічних наук

Київ • 2019

© Промислове будівництво та інженерні споруди, 2019

МЕТОДИ ТА ПРАКТИЧНІ ЗАХОДИ З ОСЛАБЛЕННЯ НАРОСТАЮЧОГО РУЙНУВАННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ



О.В. Шимановський
генеральний директор
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського»,
член-кореспондент НАН України,
заслужений діяч науки і техніки
України, д.т.н., професор

Загальноприйнятним визначенням такого важливого поняття, як наростаюче (прогресуюче, лавиноподібне) руйнування є процес перерозподілення початкового локального руйнування від елемента до елемента, що в кінцевому підсумку призводить до руйнування всієї споруди або непропорційно великої її частини. І саме з цього випливає необхідність проектувати будівлі у такий спосіб, щоб вони були здатні протидіяти місцевим пошкодженням конструктивної системи і у цілому залишалися стабільними, не отримуючи пошкоджень, непропорційних по відношенню до первинного місцевого пошкодження. На жаль, за винятком спеціально запроектованих захисних систем, зазвичай у будівельній практиці конструкція не розраховується на протидію загальному руйнуванню, викликаному інтенсивними наднормативними навантаженнями, які діють безпосередньо на її більшу частину. Проте, конструкції не лише можуть, а й мусять розраховуватися так, щоб не тільки обмежити наслідки місцевих руйнувань, а й запобігти або мінімізувати наростаюче руйнування. І тому вимоги до вжиття розумних запобіжних заходів у будівельному проектуванні розробляються з огляду на такий специфічний випадок, коли не визначені джерела, які можуть спричинити початкові локальні пошкодження, величини яких також невідомі.

Наростаюче руйнування як таке в будівельній практиці зустрічається досить рідко, адже спричинити його можуть наднормативні навантаження, які ініціюють виникнення локальних пошкоджень, і наявність конструкції, в якій відсутня необхідна цілісність, пластичність і стійкість для протидії поширенню руйнувань. Ці наднормативні навантаження можуть виникати як внаслідок помилок і проблем на стадії будівництва, так і викидів енергії в будь-який час протягом періоду експлуатації конструкції або ж через навмисні напади терористів або інших агресорів.

1. Вимоги до споруди за екстремальних умов. На початку зазначимо, що звичайно до споруди не ставляться спеціальні вимоги в частині збільшення її ваги з метою запобігання руйнуванню будь-якого конкретного елемента, якщо він буде зазнавати навантаження від вибуху або удару, а також щодо обмеження її реакції на серйозні пошкодження або руйнування місцевого характеру в результаті прямого нападу. Одначе якщо наявна інформація про конкретну загрозу є аргументом для збільшення ваги окремих конструктивних елементів на випадок вибуху або удару, то проектування на протистояння наростаючому руйнуванню відбувається «незалежно від загрози» в тому сенсі, що запас міцності заздалегідь «вбудовується» задля протидії цим локалізованим руйнуванням. Тому значні пошкодження або руйнування елемента в точці місцевого пошкодження не мають розвиватися далі й викликати реакцію всієї конструкції більш інтенсивну, ніж та, яка була викликана первинним нападом. Через це бажані експлуатаційні якості конструкції включають активізацію резерву пластичності й жорсткості у разі локалізованого пошкодження. З цього зокрема випливає, що найбільш життєздатною і практично виправданою альтернативою контролю й обмеженню поширення локалізованих пошкоджень є можливе забезпечення структурної цілісності всієї конструкції. При цьому мається на увазі, що у разі локалізованих пошкоджень, оточуючі конструктивні елементи мають використовувати свій резерв можливостей задля перекриття або «встановлення перемички» над пошкодженим вузловим з'єднанням чи ділянкою.

З іншого боку, в практиці будівництва досить часто використовуються концепції конструктивного поділу споруди на окремі блоки з метою замкнути пошкодження, завдане конструкції, у межах її невеликої частини. Хоча ця концепція може бути цілком доцільною, такий поділ на блоки зазвичай вимагає застосування невеликих прогонів і просторів із незалежними

 © Шимановський О.В.

конструктивними системами. Проте, останнє рішення є значно менш ефективним з точки зору зручності спорудження і використання простору та зазвичай обмежується особливими випадками застосування, в першу чергу – деякими масивними об'єктами військового призначення. Тому метод забезпечення цілісності й нерозривності конструкції рекомендується застосовувати у формі двох конструктивних різновидів – обв'язки і перекриття, які небезпідставно вважаються найбільш ефективними й економічними рішеннями для створення умов посилення опору наростаючому руйнуванню.

2. Методи непрямого і прямого розрахунку запасу міцності конструкції. Наразі існують два альтернативних методи розрахунку запасу міцності конструкції: непрямий і прямий. У непрямому методі розрахунок опору наростаючому руйнуванню виконується завдяки забезпеченню мінімальних рівнів міцності, цілісності й пластичності. При цьому використовуються загальні пропозиції щодо поліпшення цілісності конструкції, які включають: якісне планування; інтегровану систему в'язей; замикання стін; зміну напрямку прогонів плит перекриттів; несні внутрішні перегородки; реалізацію можливості ланцюгової роботи плит перекриття та роботи стін за балковою схемою; конструктивні системи із запасом міцності; деталізацію пластичності; додаткову арматуру на випадок зміни напрямку руху вибухових впливів і навантажень на зворотний; поділ конструкції на відсіки.

Методи непрямого та прямого проектування можуть поєднуватися у разі проходження структурними елементами і в'язями через два спільні механізми трансформації та створення в результаті «мостового перекриття» над зруйнованим елементом. Тоді, по-перше, існуючий потенціал згинального моменту і непружного обертального опору доповнюється параметрами гнучкості при деформації елемента й вузлового з'єднання. І, по-друге, осьовий потенціал елемента і вузлового з'єднання «активізується» у процесі досягнення системою стану рівноваги під час формування схеми її ланцюгової роботи.

Сутністю методів прямого розрахунку є докладний розгляд спротиву конструкції наростаючим руйнуванням під час проектування. До цих методів належать: метод можливого шляху, який вимагає щоб конструкція була спроможною перекрити відсутній конструктивний елемент при локалізації наявного обсягу пошкоджень, і метод питомого опору, згідно з яким будівля або її частини мають зберігати достатню міцність на опір питомим навантаженням або їх загрозі.

Розглянемо більш докладно алгоритм методу можливого шляху. У цьому методі ключові конструктивні елементи (зазвичай одна колона, яка вважається «втраченою» від дії вибуху або удару) видаляються, і конструкція в подальшо-

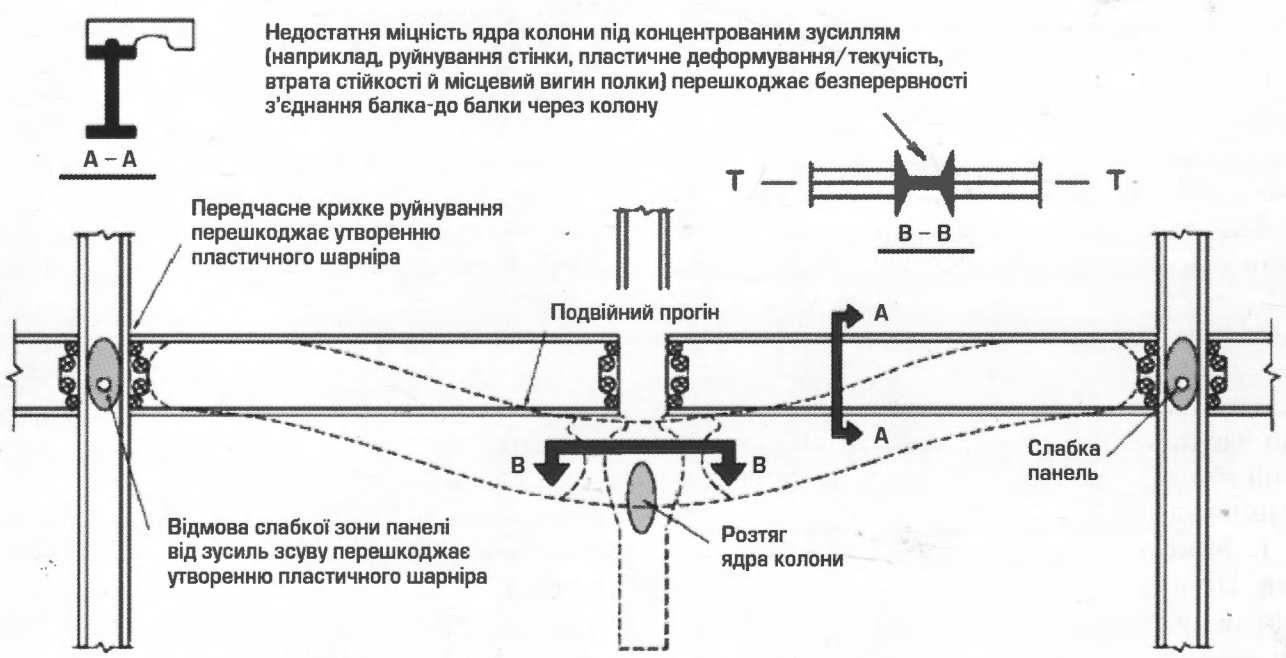


Рис. 1. Принципова схема роботи перекриття над «втраченою» колоною, яка використовує механізм критичного переходу

му аналізується з метою визначення її здатності створити поперечний прогін або «мостове перекриття» над цим «відсутнім» елементом. Послідовність трансформації конструкції ілюструє рис. 1, на якому показано, як пошкоджене вузлове з'єднання балки з колоною «перекриває» зруйновану колону, яка зображена на рисунку пунктирною лінією.

Щодо загального аналізу роботи споруди, яка зазнає наростаючого руйнування, то для його проведення прийнято керуватися наступною стратегією. По-перше, зовнішні колони, як мінімум, повинні бути видалені десь посередині короткої та довгої сторін і близько кута будівлі. А, по-друге, колони також належить вилучити у тих місцях, де геометричний план споруди істотно змінюється, як, наприклад, при різкому зменшенні розмірів прогону і найближчих кутів, або у місцях, де прилеглі колони навантажені незначно, прогони мають відмінні поперечні перерізи, а елементи каркаса – різну орієнтацію або позначки та в інших подібних ситуаціях (рис. 2). До того ж важливим тут є те, що розрахунки при використанні методу можливого шляху можуть виконуватися двояко: або лише для першого поверху, або ж для кожного поверху. Зокрема, для багатоповерхової будівлі, якщо обумовлено видалення кутової колони, виконується один розрахунок із видаленням кутової колони першого поверху, а вже інший – для кутової колони другого поверху і так далі. Якщо ж вдається довести, що прогнозується аналогічна реакція конструкції під час видалення колон на інших поверхах (скажімо з 4-го по 10-й), то розрахунок для цих поверхів можна не проводити, проте, що важливо, підтвердження правильності такого рішення має бути обов'язково задокументоване.

Що ж стосується споруд, які мають підземні паркувальні стоянки або інші неконтрольовані громадські зони на цокольному поверсі, то додатково до розглянутого випадку рекомендується, щоб внутрішні колони були видалені ближче середини короткої та довгої сторін і біля кута неконтрольованого простору. Причому вилучена колона повинна простягатися від поверху парковки або неконтрольованої громадської зони першого поверху до рівня наступного поверху (таким чином, слід знімати висоту в один поверх). Внутрішні колони також необхідно видаляти в інших критичних місцях неконтрольованої громадської зони відповідно до інженерних міркувань. А особлива увага під час проведення всіх цих розрахунків має приділятися тому, щоб при видаленні як зовнішньої, так і внутрішньої колони горизонтальних елементів, які з'єднують кінці цих колон, були нерозривність і цілісність.

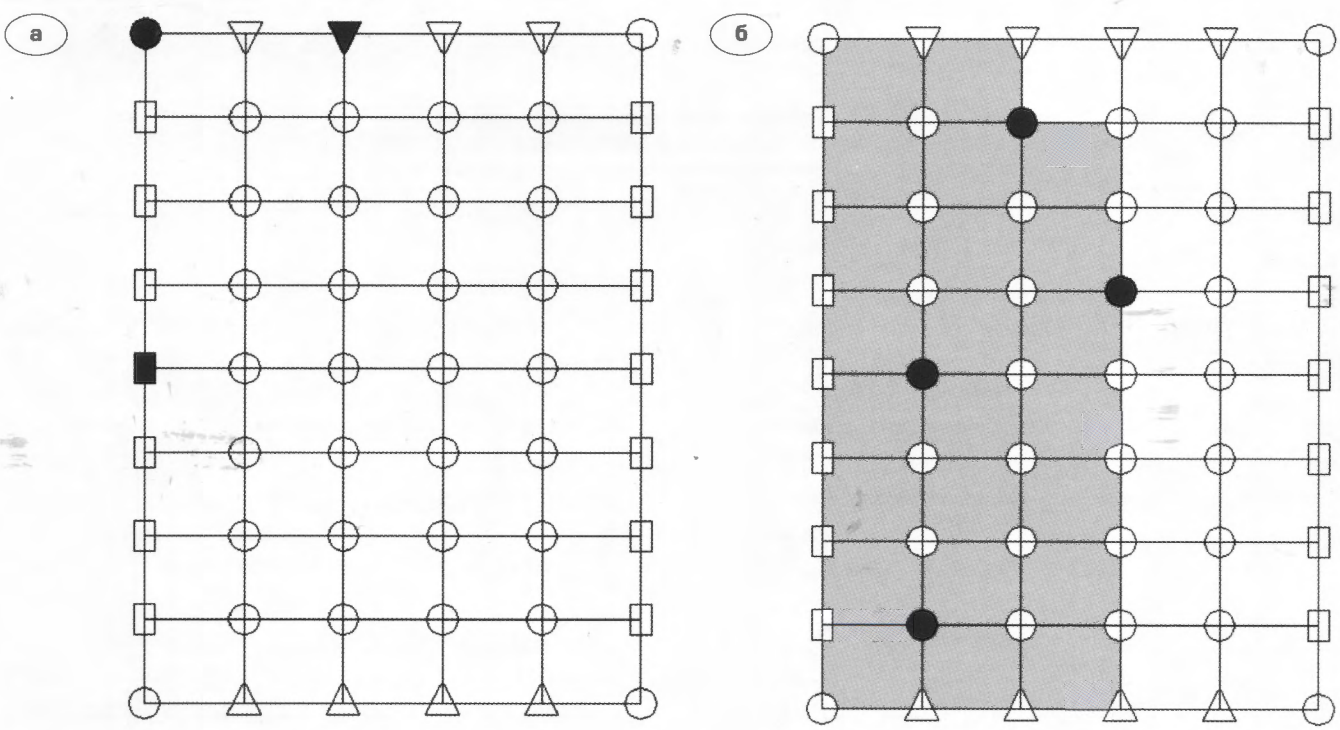


Рис. 2. Принципова схема видалення зовнішніх (а) і внутрішніх (б) колон будівлі (виділені чорним кольором) відповідно до критеріїв наростаючого руйнування

3. Конструктивні рішення і властивості «обв'язки» споруди. Задля гарантування цілісності та надання будівельному каркасу додаткової міцності у практиці будівництва достатньо часто використовуються системи різноманітних в'язей або, іншими словами, системи «обв'язки», схематичне розташування яких зображено на рис. 3. Як вбачається з наведеного рисунка, при встановленні такої обв'язки будівля «конструктивно зв'язується», що не тільки збільшує її цілісність і пластичність, а й створює альтернативні шляхи перерозподілу навантаження. Водночас робота самих в'язей забезпечується існуючими конструктивними елементами і вузловими з'єднаннями, які розраховуються із застосуванням загальноприйнятих проектних рішень з метою сприйняття стандартних навантажень на споруду. Також необхідно звернути увагу на те, що розглянуті в'язі не є подібними в'язям, які містять горизонтальну арматуру у залізобетонних конструкціях.

Розглянемо різновиди й властивості роботи в'язей, які практикуються в проектній діяльності. Існує кілька видів горизонтальних в'язей, які використовуються в залежності від типу споруди: внутрішні, периферичні й ті, що прилягають до торцевих й кутових колон і стін. Стосовно вертикальних в'язей зазначимо, що вони застосовуються у колонах і несних стінах.

Щодо конкретизації дійсної роботи в'язей, то траєкторія зусиль у периферичних в'язях має бути нерозривною за планом конфігурації, а у внутрішніх – її шлях мусить бути безперервним від одного краю до іншого. Причому на шляху конкретних зусиль можуть бути використані різні конструктивні елементи для утримування рівня необхідної міцності в'язі, за умови, що вони пов'язані один із одним належним чином. Зокрема, міцність внутрішньої в'язі може бути забезпечена низкою балок на лінії балок, із урахуванням того, що з'єднання з проміжними елементами (прогони, балки або колони) гарантують необхідну міцність в'язі. Подібним чином вертикальні в'язі повинні бути нерозривними від самого нижнього до самого верхнього рівнів. Горизонтальні в'язі у зоні торцевих колон і стін можуть бути й розрізними, проте вони мають бути закріплені у самій конструкції. А для будівель, які складаються з окремих блоків або містять температурні шви, що створюють конструктивно незалежні секції, вимоги до

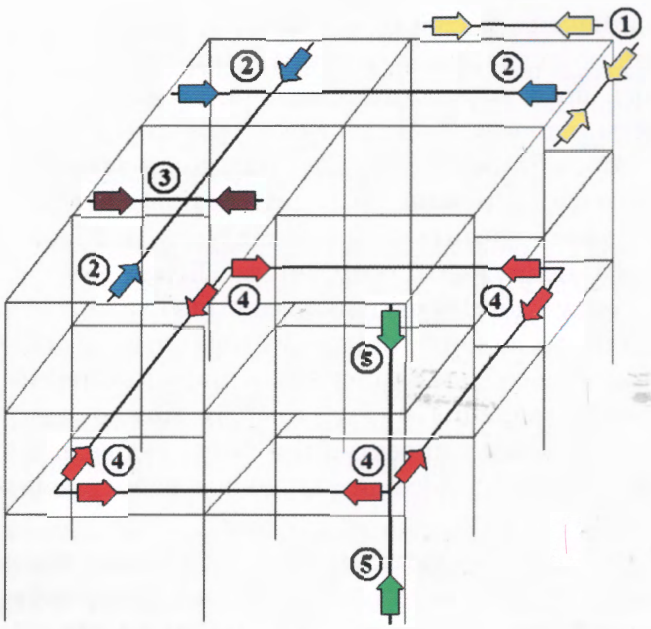


Рис. 3. Схематичне зображення в'язей, необхідних для непрямого розрахунку на протидію наростаючому руйнуванню:
1 – кутові в'язі колони; **2** – внутрішні в'язі; **3** – горизонтальна в'язь до зовнішньої колони або стіни; **4** – периферична в'язь; **5** – вертикальна в'язь

зусиль у в'язях стосуються кожної окремої підструктури або незалежної секції, які розглядаються як окремі вузли.

Вузлові з'єднання в'язей, так само, як і будь-які інші конструктивні елементи, мають задовольняти вимоги підвищеної пластичності й жорсткості, необхідних для опору впливу вибуху і зменшення потенціалу наростаючого руйнування. Внаслідок цього їх конструктивні рішення мусять забезпечувати нерозривність приєднання балка-до-балки, мати запас міцності, стійкості, надійну обертальну спроможність непружного з'єднання та відповідний резерв потенціалу осьового розтягу.

У даному контексті під стійкістю з'єднання балка-до-балки мається на увазі чіткий і ясно визначений зв'язок поперек колони, який передає навантаження сили тяжіння від видаленої колони незалежно від стану фактичного або потенційного її пошкодження. До того ж це з'єднання має реалізовувати можливість створення безпосередніх і численних шляхів передачі навантаження і протистояти без розриву впливу деструктивного навантаження, яке супроводжує серйозні пошкодження з'єднувальних елементів від вибуху, включаючи пошкодження або видалення колони. Цілком зрозуміло, що

зазначена здатність має підкріплюватися міцністю з'єднання на крутіння і згин щодо слабкої осі, його жорсткістю і первинним застосуванням із доведеними властивостями пластичності даного будівельного матеріалу. Коли зазначені вимоги дотримані, то з'єднання при дії екстремальних навантажень забезпечують опір значним непружним обертанням. Більш того, у зв'язку з доведеною пластичністю з'єднань типу балка-до-колони у сталевому каркасі, вони створюють необхідний рівень обертального потенціалу з'єднання і саме тому їх можна використовувати у проектуванні нових будівель для ослаблення вибухових впливів і наростаючих руйнувань.

Що ж стоєується резерву потенціалу осьового розтягу, зазначимо наступне. Якщо вибуховий або ударний вплив є завеликим для підриву вертикальної колони, передавальної балки або іншого елемента, який зазнає значного навантаження сили тяжіння, то у такому випадку відбувається післявибуховий розвиток великих зусиль розтягу у балках через появу значних зсувів в умовах подвійного прогону. Останнє викликає кардинальну зміну традиційної схеми роботи балки (на згин), по суті перетворюючи її в гнучку нитку, яка сприймає вертикальні навантаження при розтягу. З механічної точки зору ця трансформація проявляється у взаємодії за межею плинності крутного моменту і зусилля розтягу у балках і їх вузлових з'єднаннях типу балка-колона-балка. А для формування схеми ланцюгової роботи вузловим з'єднанням належить спочатку пройти через значні непружні повороти у процесі протидії зростаючому осьовому напруженню розтягу. При цьому осьова складова цього напруження від прикладеного навантаження буде зростати, оскільки реакція каркаса поступово проходить стадії від опору прогину до опору комбінації крутного моменту і осьового напруження розтягу та, у остаточному підсумку, опору, головним чином, напруженням розтягу.

4. Експлуатаційні критерії для металоконструкцій, що піддаються вибуховим навантаженням. Критерії реакції металоконструкцій від вибухових навантажень певною мірою залежать від їх складових елементів (балки, колони, стики, плити, вузлові з'єднання тощо) і зазвичай проявляються як «межа реагування» у вигляді обертань елементів. Іншими словами, кращі з існуючих критеріїв відповідних реакцій, які можна застосовувати для динамічного аналізу й проектування, ґрунтуються на властивостях згину в перетинах. Звичайно, можна розглянути й інші форми реакцій і режими можливого руйнування, однак наведені критерії стосуються цих режимів і форм лише на підставі статистичних розрахунків або емпірично виведених критеріїв обертання. Складна реакція сталевої балки, яка безпосередньо зазнає впливу вибуху, проілюстрована на рис. 4.

Критерії зсуву для вибухових навантажень зазвичай ґрунтуються на існуючих розрахунках показників статичного зсуву. Аналогічний підхід застосовується при місцевій нестійкості

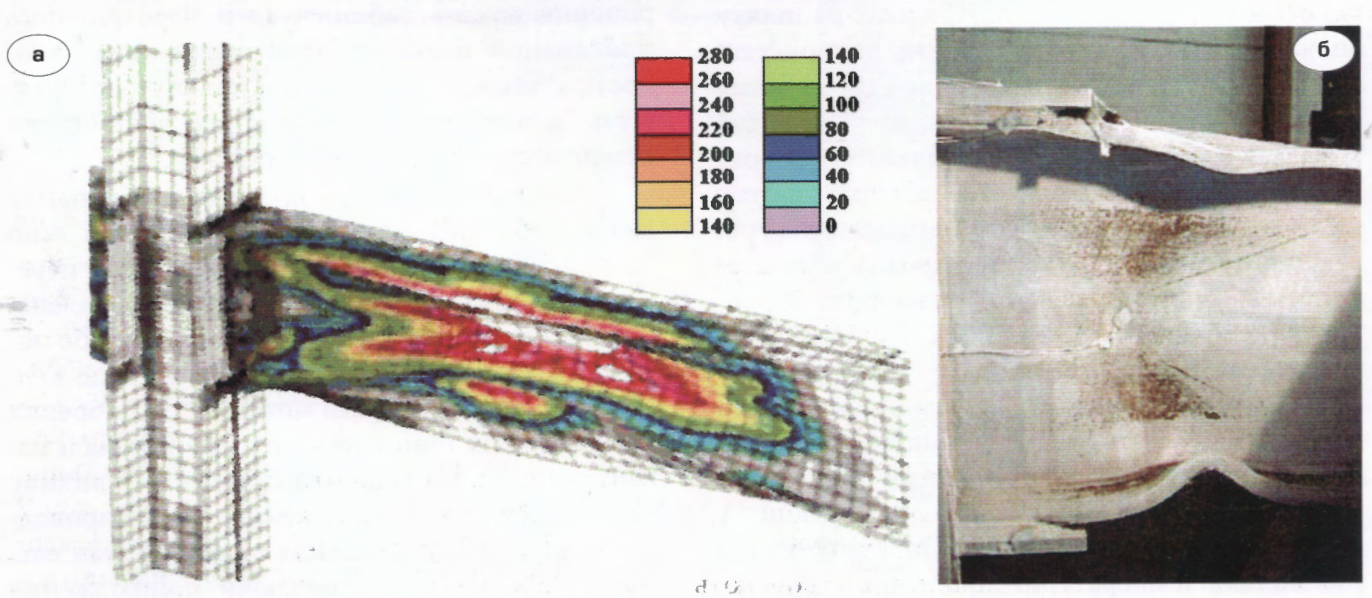


Рис. 4. Розрахунковий (а) і дослідний (б) приклади реакції сталевої балки на локальний вибух (величини напружень вказані в МПа)

(деформація стінки балки) і стійкості елемента (вимоги до в'язей жорсткості). Звичайний підхід у проектуванні полягає в тому, щоб переконатися, що згинальний опір навантаженню, який чиниться елементом, обмежується цими формами руйнувань за незначної пластичності. Якщо задовольняються вимоги щодо зсуву і стійкості, то вважається, що елемент має достатній потенціал для сприйняття пластичних поворотів, які допускаються за критерієм реакції.

У свою чергу, стійкість до динамічного зсуву профілів із широкими полицями традиційно вважається цілком прийнятною, за винятком вузлових з'єднань у опорній (фундаментній) плиті, де руйнування від зсуву має бути попереджено за допомогою закладних пластин (бетонні перекриття, плити, які забезпечують стійкість до зсуву) або підсилювальних деталей в опорних плитах. Однак застосування більших і важчих конструктивних будівельних профілів чи конструктивних систем може звести це припущення до мінімуму.

5. Властивості сталі у розрахунку на вибухобезпечність. Пластичність й міра чутливості є ключовими параметрами при розгляді поведінки конструктивної сталі у розрахунках на опір вибуху. Цій сталі властива лінійна залежність напружень розтягу – стиску до межі пропорційності, яка або дуже близька, або ідентична межі плинності. А вже за цією межею конструктивна сталь може сильно розтягуватися внаслідок пластичної деформації без істотного зростання напружень при подовженні у 10–15 разів більше необхідного для досягнення плинності. Цей діапазон має назву плато (полога ділянка) плинності. За цією ділянкою відбувається деформаційне зміцнення (нагартування), тобто додаткове подовження, пов'язане зі зростанням напружень.

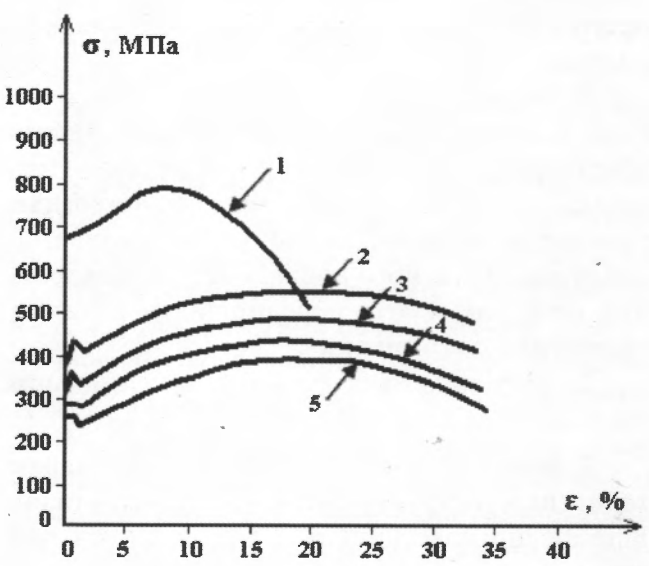


Рис. 5. Графіки залежності «деформація – напруження» для звичайних конструктивних сталей:
1 – А514 (R_e = 690 МПа); **2** – А572 (R_e = 414 МПа);
3 – А572 (R_e = 345 МПа); **4** – А572 (R_e = 290 МПа);
5 – А36 (R_e = 248 МПа)

Після досягнення максимального номінального напруження, іменованого межею міцності на розрив (тимчасовий опір розриву), відбувається різке скидання напруження при подовженні (або розриві), яке досягає 20–30 % початкової довжини зразка. Таким чином, будівельна сталь має значну пластичність, що дозволяє використовувати її для проектування вибухобезпечних споруд. Графіки залежності «деформація – напруження» для низки звичайних конструктивних сталей зображені на рис. 5.

Показники міцності на розрив будівельної сталі й меншою мірою межа міцності (тимчасовий опір руйнуванню) також залежать від напруження або від швидкості, з якою сталь деформується в осьовому напрямку при згині або зсуві.

6. Методи і етапи розрахунку на вибухові навантаження. Традиційно розрахунок на вибухобезпечність окремих конструктивних елементів або простих вузлів виконується з використанням аналізу на одну ступінь свободи, який являє собою нелінійний динамічний аналіз, зведений до визначення форми одиничної реакції для динамічної системи. Іншими словами, цей аналіз передбачає режим і форму реакції елемента (згинальну реакцію з трьома шарнірними механізмами для закріпленої балки, наприклад).

Останнім часом були вдосконалені інші складні аналітичні методи, які стали більш доступними для роботи на персональних комп'ютерах. Відомі обчислювальні програмні комплекси, як-то вітчизняні SCAD, LIRA і світові ANSYS, ADINA, LS-DYNA та багато інших, дозволяють розробляти й оцінювати формули повних скінченних елементів і конструктивних систем. Цей аналіз на «мікро» рівні дає змогу детально розглядати окремі будівельні елементи і вузлові з'єднання, а також визначаються їх експлуатаційні характеристики (твердість, міцність, форми розривів) або як частину більш

розгорнутої формули скінченного елемента, або у вигляді внеску в «макро» модель конструктивної системи. Зазначені «макро» моделі можуть бути розроблені із застосуванням спеціалізованого програмного забезпечення, в якому характеристики елемента, встановлені за допомогою «мікро» моделей, подаються як вихідні дані, і в якому можуть бути виконані аналіз і проектування будівельної системи.

Одночасно існують й інші прості методики, що базуються на використанні згаданих раніше кривих «тиск – імпульс» ($P - i$) та охоплюють показники нелінійності компонента і його динамічної реакції, однак у подальшому мають обмеження (форма постійного навантаження та межі реакції). Проте нещодавно проведені дослідження показали, що ці прості засоби є досить точними в деяких ситуаціях.

Оскільки розрахунок конструктивних елементів на вплив вибуху передбачає комплексний динамічний і статичний (а у низці випадків і геометричний) нелінійний аналіз, то навіть «спрощений» аналітичний метод типу аналізу на одну ступінь свободи є досить складним завданням, про що свідчить наведений нижче приклад, котрий містить послідовні етапи для оцінювання «простого» елемента, багато з яких, до речі, використовуються в автоматизованій загальноприйнятій практиці у відповідних обчислювальних програмних комплексах.

Отже, спрощений аналіз типового конструктивного елемента, приміром балки перекриття, яка несе навантаження сили тяжіння, у системі, що складається зі сталевих балок і плит, виконується поетапно в наступній послідовності:

1. Визначаються навантаження, які діють на балку, шляхом розрахунку вибухових навантажень, прикладених або безпосередньо до системи перекриття, або ж непрямо – внаслідок розповсюдження через зовнішні отвори будівлі (модель множинних відображень), після чого поступово накопичуються навантаження на плиту перекриття, прикладається до балки повна опорна реакція системи плит перекриття, проводиться її розрахунок і визначаються динамічні реакції.

2. Визначаються властивості балки і здійснюються «статичні» перевірки динамічних характеристик матеріалу, включаючи показник «надміцності» (множник для врахування фактичної міцності) і коефіцієнт динамічного збільшення (для врахування ефектів ступеня напруження); визначається маса реагуючої системи (включаючи доповнюючу систему плит, якщо динамічні реакції або тимчасовий період опору навантаження від системи плит не використовується); розраховується потенціал балки на обертальний момент – при допущенні наявності повністю пружного перерізу для відповідної пластичності; перевіряються вимоги до товщини полиці й стінки балки на місцеве викривлення та вимоги, що висуваються до бічних в'язей жорсткості; перевіряється потенціал перерізу на зсув – зазвичай передбачається, що його забезпечують широкі полиці й стінки балки, однак більші/важчі перерізи можуть потребувати перевірки впливу зсуву при наявному потенціалі на крутний момент; перевіряється взаємодія осьового навантаження і згину, якщо наявні значні навантаження розтягу.

3. Визначаються функції опору згину і відповідних характеристик перерізу: пружної (пружно-пластичної) жорсткості й деформації при максимальному опорі (межа плинності); нелінійного опору, пов'язаного з граничними умовами балки – сюди можна віднести збільшення жорсткості (зміцнення) та потенціалу розтягу, коефіцієнтів навантаження і маси для аналізу на один ступінь свободи – форма реакції, прийнята у цьому аналізі на підставі граничних умов, визначає множники, які застосовуються для маси, навантаження, жорсткості і опору системи з метою створення «еквівалента» системі.

4. Виконується аналіз на один ступінь свободи й перевіряється максимальна величина обертання/пластичності по відношенню до меж реакції елемента: поворот/прогин посередині прогону не повинен перевищувати максимальної реакції захисного рівня, а оберти/повороти при опорі не мають перевищувати величин, зазначених для з'єднання.

5. Перевіряються реакції (максимальний опір) щодо стійкості з'єднання на зсув.

7. Методи удосконалення робочих характеристик конструктивних елементів і з'єднань. Відомо, що пластичність є такою ж суттєвою фізико-механічною властивістю матеріалу, як жорсткість або міцність, а її врахування так само необхідне при аналізі роботи елементів і вузлових з'єднань, як маса або інерційний опір. Зазначене важливо через те, що ефективні пе-

рерізи для опору вибуху врівноважують стійкість і пластичність з'єднання з показниками опору і пластичності фасонного прокату. Таким чином, можна сформулювати перелік перевірок і рекомендацій в частині розрахунку на вибухостійкість сталевих елементів і вузлових з'єднань, виконання яких дозволяє підвищити їх надійність, а саме:

- перевірити чи місцеве викривлення балки або розрив від зсуву не відбувається до початку розвинення максимальної величини пластичного моменту;
- забезпечити повне спирання балок за довжиною з бажаним застосуванням кріпильних шпильок із метою запобігання бічній крутній деформації при використанні плити на металевому настилі плит міжповерхового перекриття;
- використовувати за можливості «сейсмічно компактні» перерізи балки;
- забезпечити розвинення повного пластичного моменту в балках як у позитивному, так і в негативному напрямках (те ж стосується й в'язей);
- використовувати вузли з'єднань типу балка-до-балки;
- перевірити стійкість колони по відношенню до більшої незакріпленої в'язями довжини на випадок руйнування перекриттів, які забезпечували бічне спирання;
- розглянути можливість застосування бетонного заповнювача або труб, або ж замурованих у бетон широкополичних елементів як колони з метою пом'якшення проблем місцевого викривлення;
- застосовувати систему потужна колона–слабка балка задля утворення шарнірного вузла типу балка/вузлове з'єднання до початку утворення пружного шарніра в колоні;
- закладати пластини основи колони у плиту фундаменту або іншим способом посилювати з'єднання опорної плити при навантаженнях типу зсув/реакція.

Що ж стосується загальних конструктивних способів, які добре зарекомендували себе у будівельній практиці при підсиленні існуючих сталевих конструктивних систем для протидії вибуху, то вони полягають у наступному:

- захищення ключових елементів шляхом використання архітектурних рішень із метою збільшення відстаней на випадок застосування «ранцевих» зарядів;
- закладення широкополичних колон у бетон відповідно до положень про сейсміку;
- підсилення системи плит перекриття (додаткова плита з верхнім сталевим покриттям, складними вузлами і т.ін.) для зменшення можливості втрати бічної стійкості;
- доповнення існуючих конструктивних систем додатковими балками між прогонами задля зменшення прогонів перекриття;
- поліпшення роботи вузлових з'єднань (пластичність) за рахунок використання модернізованих вузлових з'єднань типу балка-до-балки.

8. Характеристики конструкцій, які використовуються для ослаблення впливу наростаючого руйнування. Як зазначалося раніше, існує два методи, спрямовані на ослаблення наростаючих руйнувань: альтернативний шлях безпосереднього (прямого) розрахунку, або метод «мостового перекриття» і метод непрямого розрахунку із застосуванням в'язей для нижніх рівнів захисту в поєднанні з методом можливого шляху, на випадок, якщо використання обв'язки неможливо, або для верхніх рівнів захисту.

Методика обв'язки передбачає, що резерв осьового потенціалу в елементах і вузлових з'єднаннях є достатнім для того, щоб:

- дати змогу будівельним елементам перекривати «втрачені» вертикальні опори за рахунок ланцюгової роботи, приймаючи величину прогину в 10 % від «подвоєного» прогону;
- забезпечити розподілену і резервну міцність для того, щоб «нести» реакції цих «подвоєних» прогонів;
- підтримувати елементи, первинна розрахункова несна здатність яких була втрачена, завдяки застосуванню додаткових резервів міцності у вигляді нерозрізних в'язей, розташованих перпендикулярно до цих елементів.

У цьому сенсі звернемо увагу на те, що застосування обв'язки – це прийнята методологія, яка використовується для збереження цілісності будівельної системи. Основним положенням, на якому грунтується ефективність цього методу, є те, що будівельні елементи та їх з'єднання

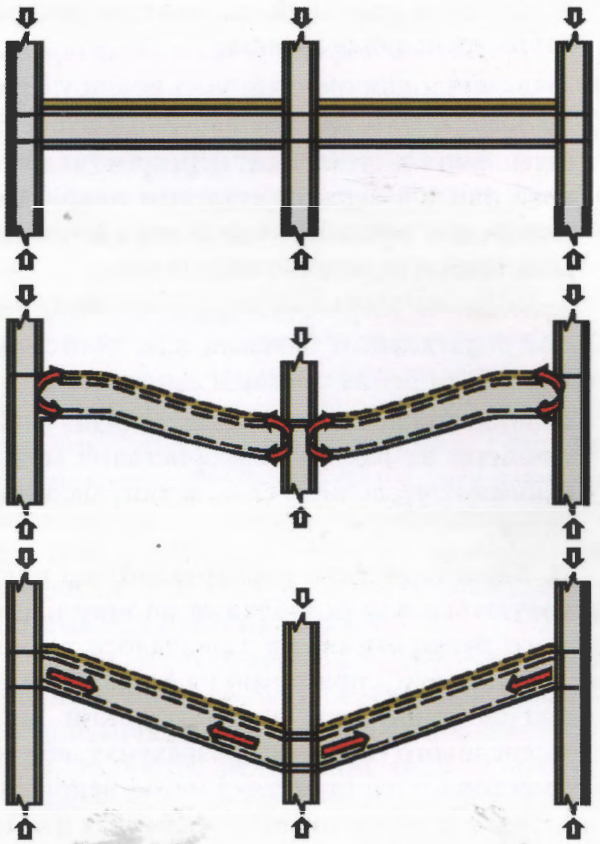


Рис. 6. Принципова схема розвитку деформацій сталевого каркаса від згинальної реакції до ланцюгової роботи на розтяг

мають достатню обертальну пластичність, яка створює умови для розвинення осьового потенціалу у формі ланцюгової роботи при досить великих прогинах «подвійного прогону». Причому значення цих прогинів приймаються при розрахунку «мінімальних» ланцюгових зусиль і є такими, що дорівнюють приблизно 10 % довжини подвійного прогону. Що ж стосується роботи в'язей, то вони працюють завдяки забезпеченню міцності на розтяг елементів і вузлових з'єднань після того, як у конструктивній системі відбувається їхнє згинання та перерозподілення напружень від згину і розтягу (рис. 6).

Нагадаємо, що з практичної точки зору всі будівлі повинні бути надійно і ефективно поєднані одна з одною на кожному основному рівні перекриття. Кожну колону належить ефективно утримувати на місці за допомогою горизонтальних в'язей у двох напрямках, приблизно під прямими кутами на кожному рівні основного перекриття, яке підтримує дана колона. Аналогічним чином необхідно забезпечувати наявність горизонтальних в'язей на рівні покрівлі, за винятком випадків, коли металоконструкція утримує лише облицювання, яке важить не більше ніж 0,7 кН/м^2 і несе лише навантаження, прикладені до покрівлі, а також вітрові навантаження.

Для сталевих будівель ряди нерозрізних в'язей слід встановлювати якомога ближче до торців перекриття або покрівлі, а також до кожного ряду колон. У вхідних кутах елементи в'язей, розміщені найближче до торця, потрібно закріплювати анкерами у сталевому каркасі. Крім того, необхідно мати на увазі, що:

- горизонтальні в'язі мають бути нерозрізними, розташованими у споруді в двох перпендикулярних напрямках на рівні кожного перекриття і складатися зі сталевих елементів, які є частиною будівельного каркаса;
- периферичні в'язі також треба конструювати нерозрізними уздовж периметра будівлі на кожному рівні перекриття;
- горизонтальні в'язі до колон уздовж периметра або стін повинні закріплювати колону, найближчу до торця перекриття або покрівлі, і розміщуватися перпендикулярно до торця. Крім того, міцність цих в'язей слід забезпечувати на рівні більшого з навантажень, прийнятих для внутрішніх в'язей, або на рівні 1 % від сумарного значення максимальних вертикальних змінного і постійного навантажень на обв'язувану колону, з урахуванням усіх комбінацій навантажень, використаних у процесі розрахунку.

Стосовно вертикальних в'язей зауважимо, що вони розміщуються таким чином, щоб усі колони були нерозрізними по кожному з'єднанню балки до колони. Усі стикові з'єднання колон мають мати розрахункову міцність в'язей, яка дорівнює найбільшій реакції від вертикального змінного і постійного навантажень (від усіх комбінацій навантажень, використаних у розрахунку), прикладених до колони на будь-якому рівні одного перекриття. Ілюструє зазначене рис. 7, на якому представлений вид у плані встановлених необхідних в'язей. Однак якщо виконання обв'язки практично не можливе або потрібні більш високі рівні захисту споруди, то необхідно виконувати аналіз використовуючи метод можливого шляху.

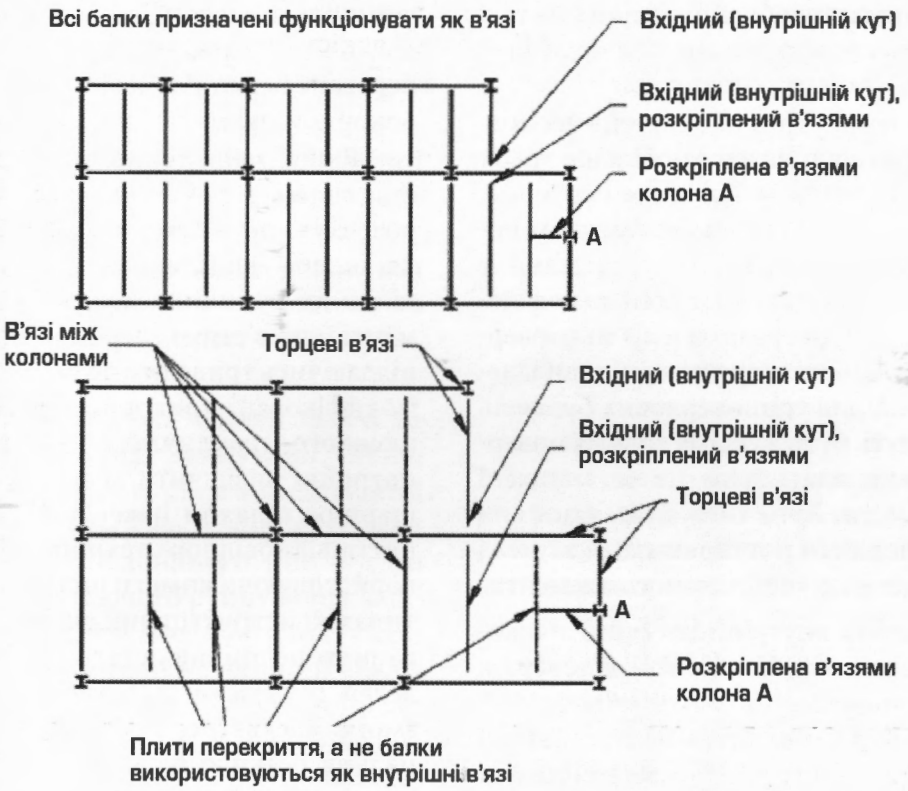


Рис. 7. Принципова схема розміщення в'язей

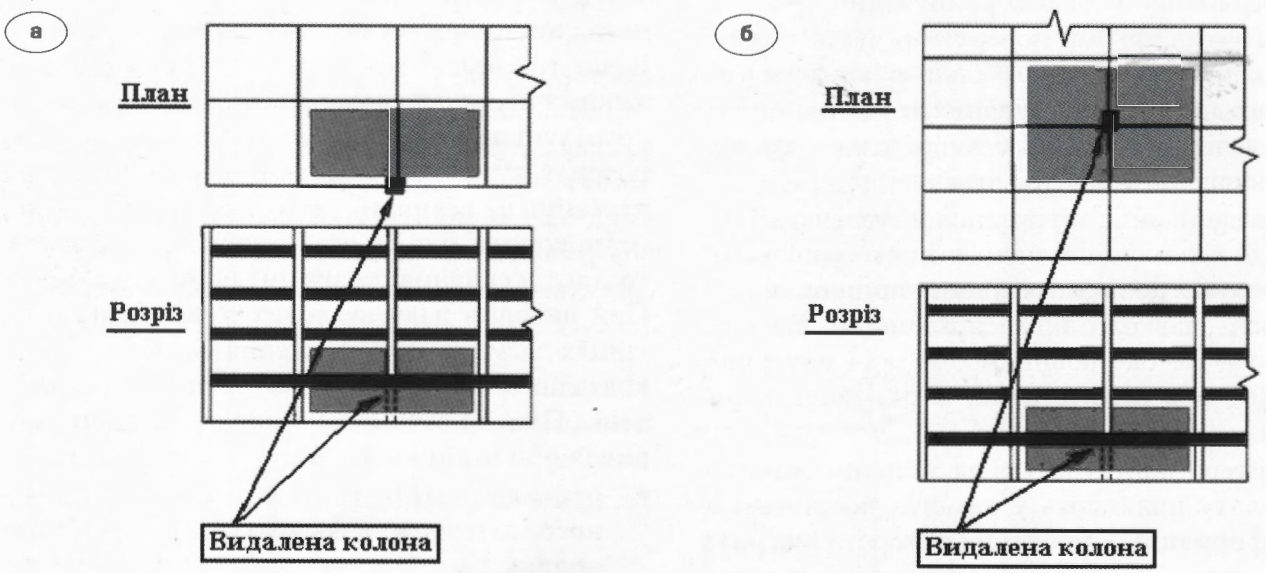


Рис. 8. Максимально допустима площа пошкоджень і руйнувань згідно з методами зовнішнього (а) і внутрішнього (б) можливого шляху в разі видалення колони

У цьому випадку необхідно прийняти такі максимально допустимі значення пошкоджень і руйнувань:

1. При видаленні стіни або колони на зовнішній поверхні будівлі на висоту більше трьох поверхів площа зруйнованої ділянки перекриття безпосередньо над видаленим елементом повинна бути меншою ніж менша з величин у 70 м^2, або 15 % від загальної площі цього поверху (така ж вимога висувається до міжповерхового перекриття безпосередньо під видаленим елементом). А для триповерхових будівель руйнування можуть бути за усіма трьома поверхами, якщо тільки власником не встановлені більш суворі вимоги. Крім того, будь-який вид руйнування не повинен поширюватися за межі прибудов до будівлі до зруйнованого елемента.

2. При видаленні внутрішньої стіни або колони в будівлі заввишки більше трьох поверхів по висоті для пошкоджень вимагається, щоб зруйнована ділянка перекриття безпосередньо над видаленим елементом була меншою ніж менша з величин у 140 м^2 або 30 % від загальної площі цього поверху (така ж вимога висувається до міжповерхового перекриття безпосередньо під видаленим елементом). А для триповерхових будівель руйнування можуть бути за усіма трьома поверхами, якщо тільки власником не встановлені більш суворі вимоги. Крім того, будь-яке руйнування не має поширюватися далі прогонів, які безпосередньо прилягають до видаленого елемента.

Наведені вище міркування візуалізовані на рис. 8, де затемненням виділена рекомендована максимально допустима площа пошкоджень і руйнувань навколо видаленої колони, які відповідають методу зовнішнього (а) і внутрішнього (б) можливого шляху в разі видалення колони.

Критерії допустимості за методом можливого шляху полягають у вимогах дотримання меж деформацій. А прогини і повороти, які розраховуються за методом можливого шляху, потрібно зіставляти з величинами деформацій, які мають специфічний характер для кожного типу елемента. У разі коли який-небудь конструктивний елемент не задовольняє допустимі критерії (міцності або деформації), то в таку модель необхідно вносити зміни перед повторним аналізом. Критерії допустимості згинальних навантажень грунтуються на міцності на згин конструктивного елемента, включаючи коефіцієнт зменшення міцності, а також коефіцієнт перевантаження до властивостей матеріалу, які використовуються у відповідних випадках.

Якщо згинальний момент, який визначається за методом можливого шляху, перевищує розрахункову міцність на згин, то елемент підлягає або видаленню, або модифікації. Для лінійних статичних моделей конструктивні елементи, які в змозі зберігати постійний момент, піддаючись тривалим деформаціям, мають бути модифіковані з використанням ефективно працюючого пластичного шарніра. При цьому потрібно визначити місце знаходження цього шарніра шляхом інженерного аналізу й прийняття відповідного технічного рішення або використовуючи вимоги інструкції по конкретних типах конструктивних елементів. При застосуванні ж нелінійних статичних і динамічних моделей програмне забезпечення повинно мати змогу адекватно представити нелінійну згинальну реакцію після того, як згинальний момент досягне показника розрахункової міцності елемента на згин.

Критерії допустимості для колон, які зазнають комбінації осьових і згинальних навантажень, базуються на критерії міцності. Якщо показник міцності у розрахунку на зсув перевищено, то елемент має бути вилучено, а навантаження з нього перерозподілені. Крім того, якщо розрахункова міцність для будь-якого режиму розриву вузлового з'єднання перевищена, або перевищена величина допустимого пластичного повороту для цього вузлового з'єднання, то таке з'єднання також підлягає видаленню. При виході з ладу вузлових з'єднань на обох кінцях елемента навантаження від такого пошкодженого елемента мають бути перерозподілені. При цьому рекомендується, щоб при виконанні нелінійного динамічного аналізу:

- подвоювалися навантаження від зруйнованого елемента для урахування ударного впливу і миттєвого прикладення їх до перерізу споруди безпосередньо нижче зруйнованого елемента;
- додавалися навантаження від ділянки, яка підтримується зруйнованим елементом, на площу, що дорівнює або менша ніж площа ділянки, від якого вони походять.

А у разі використання лінійного або нелінійного статичного аналізу необхідно:

- навантаження від зруйнованого елемента прикладати до ділянки споруди безпосередньо під зруйнованим елементом;
- якщо навантаження на зруйнований елемент не подвоєні, то їх потрібно подвоїти і прикласти до ділянки споруди безпосередньо під зруйнованим елементом;
- прикласти навантаження від ділянки, яка підтримується зруйнованим елементом, на площу, рівну або меншу, ніж площа ділянки, від якої вони походять.

9. Етапи алгоритму розв'язання задачі на ослаблення наростаючих руйнувань. Якщо аналіз на вибухобезпечність сталевих елементів і конструкцій виконується на основі методики єдиного динамічного нелінійного підходу, то для розрахунку наростаючого руйнування існують три можливості, а саме: статична квазілінійна методика, статичний нелінійний аналіз роботи каркаса або системи і динамічний нелінійний аналіз роботи каркаса. Зазвичай краще застосовувати методику динамічного нелінійного аналізу, оскільки статичний еквівалентний підхід має тенденцію до надмірної компенсації інерційних навантажень. Цей підхід може бути трудомістким, у залежності від наявних обчислювальних програмних комплексів і складності споруди. Використовувати статичний нелінійний аналіз, як правило, не рекомендується, оскільки існуючі критерії меж нелінійних деформацій мають обмежувальний характер порівняно з лінійною методикою. Таким чином, слід використовувати або статичну квазілінійну (більш консервативну, менш ефективну), або динамічну нелінійну (менш консервативну, більш ефективну) методику.

Як правило, виконуються наступні кроки під час здійснення динамічного нелінійного аналізу можливого шляху для розрахунку нового проекту:

- розрахунок і проектування конструктивної системи проводиться відповідно до чинних норм і стандартів;
- за допомогою «мікро» аналізу або ж із використанням даних випробувань, або встановлених критеріїв (допусків повороту елементів та пластичного повороту для з'єднань і т.ін.) готуються вихідні дані для визначення нелінійного шарніра у будівельній моделі (причому шарніри елемента, колони і вузлового з'єднання матимуть різні нелінійні характеристики);
- визначаються і прикладаються навантаження від наростаючого руйнування на будівельну модель;
- відповідно до встановлених критеріїв видаляється вертикальний елемент із моделі при збереженні зусиль у всіх інших її елементах;
- видаляються зусилля з моделі лінійно і в досить короткий проміжок часу для того, щоб таке видалення не вплинуло на розрахункові зміщення (результати досліджень свідчать, що час не більше однієї двадцятої від періоду власних коливань конструктивної системи буде достатнім для більшості споруд);
- оцінюються динамічні деформації конструкції і повороти шарнірів із метою визначення можливого перевищення допустимих деформацій у елементах або вузлових з'єднаннях (рис. 9). У випадку такого перевищення проводиться перерахунок елементів для зменшення поворотів;

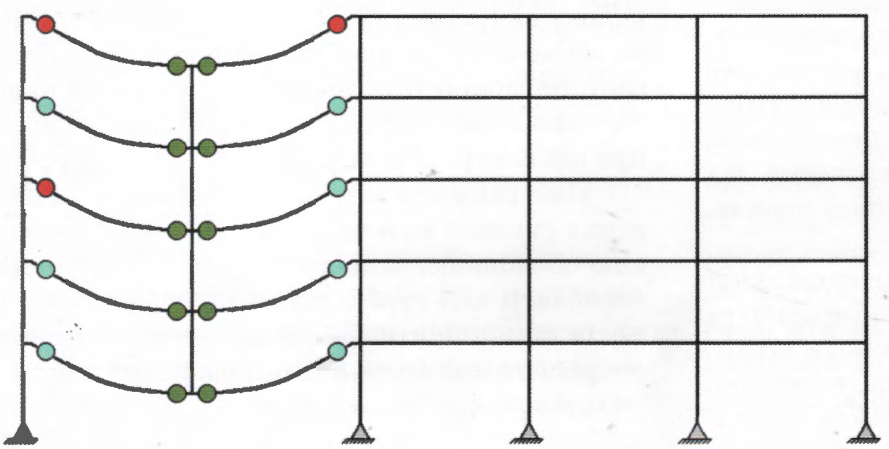


Рис. 9.
Нелінійні шарнірні повороти у початковому аналізі можливого шляху

- оцінюється механізм контролю зусиль (зсув, взаємодія крутних моментів колони, осьовий потенціал елемента), а також збільшення розмірів елемента у разі перевищення допустимих зусиль;
- конструкція перераховується доти, поки не буде досягнута відповідність допустимих деформацій і зусиль стійкості елементів і вузлових з'єднань.

Проведені дослідження п'ятиповерхового будинку із достатньо простою конструктивною прогоновою схемою 5×4 зі сталевим каркасом, який витримує крутний момент, дають змогу дійти висновку, що методика динамічного аналізу є значно ефективнішою. І тому проектування відповідно до вимог «оптимальної практики» до бічного розпору дозволяє існуючому розрахунку «пройти» через аналіз можливого шляху без суттєвих змін.

10. Методи удосконалення та підсилення конструкцій у разі втрати ключового елемента. Найкращим методом ослаблення наростаючого руйнування є поєднання непрямих методів забезпечення запасу міцності шляхом створення додаткових потенціалів згинності та пластичності при задоволенні критеріїв аналізу можливого шляху, а також забезпечення додаткової цілісності всієї конструкції при задоволенні вимог щодо зусиль розтягу. При цьому необхідно зазначити, що метод можливого шляху не призначений для повного вирішення конкретної небезпечної ситуації при видаленні однієї колони, а просто вказує на той факт, що вимірювана стійкість до наростаючого руйнування існує.

Додаткові вимоги розпорядчого характеру щодо опірності наростаючим руйнуванням полягають у наступному:

- для усіх рівнів захисту багатоповерхові елементи, які несуть вертикальні навантаження, мають витримувати вертикальне навантаження після втрати бічної опори на рівні будь-якого поверху (тобто, для розрахунку або аналізу має бути використана довжина, яка не має бічної опори, що дорівнює двом поверхам). При цьому навантаження від «видаленого» поверху не потрібно прикладати до стіни або колони;
- у кожному прогоні й на всіх поверхах, а також на покрівлі система плита/перекриття повинна мати здатність утримувати вертикальне навантаження наступної величини: $D + 0{,}5L$, де D – постійне навантаження лише власної ваги; L – тимчасове навантаження.

Необхідно відзначити, що це навантаження прикладається до кожного прогону послідовно, тобто вертикальні навантаження не прикладаються до усіх прогонів одночасно. Система перекриттів у кожному прогоні та її приєднання до балок, прогонів, колон, капітелей і таке інше повинна бути розрахована на таке навантаження. При цьому шлях навантаження від плити до фундаменту для такого виду вертикального навантаження не вимагає визначення. Бажано також щоб усі колони уздовж периметра були запроектовані з достатнім запасом на зсув, щоб міг розвинутися повний пластичний згинальний момент.

Щодо металевих конструкцій, які, як відомо, мають високий потенціал стосовно наростаючих руйнувань, то вони можуть бути підсилені ефективно і з найменшими витратами. Концепції ефективного підсилення можуть включати глобальне підсилення системи сталевого каркаса шляхом створення багаторівневої ферми Віренделя (безрозкісна ферма, решітчаста балка) і/або місцеве поліпшення сталевих вузлових з'єднань балок до колон з метою збільшення конструктивної цілісності, пластичності й нерозривності від балки до балки.

З іншого боку, якщо існує конкретна інформація про загрозу, прямою розрахунковою альтернативою є «розрахунок ключового елемента» або забезпечення «конкретного місцевого опору». Задля ослаблення наростаючого руйнування це зазвичай зводиться до підсилення колони і збільшення жорсткості передавального елемента. Наприклад, у конструкції, де втрата однієї колони уздовж периметра може не послабити конструктивну систему за умов місцевого руйнування, при втраті двох колон – це може статися. Таким чином, усі колони уздовж периметра можуть бути запроектовані спеціально на опір впливу вибуху великої бомби у транспортному засобі на відстані, що становить половину прогону, це забезпечить достатню стійкість колони для запобігання втрати більш ніж однієї колони при цій конкретній загрозі.

Найкращою ж сучасною методикою підсилення сталевої колони є оббудування її бетонною оболонкою, заміна поперечних перезів на коробчасті або трубні, заповнення бетоном, а також захист плити основи щляхом закладення опорного листа колони до основи у саму плиту.

Надійшла 08.10.2018 р.

КОНЦЕПТУАЛЬНІ ЗАСАДИ СИСТЕМИ ТЕХНІЧНОГО РЕГУЛЮВАННЯ У БУДІВНИЦТВІ



Д.В. Ісаєнко
кандидат наук з державного управління
Конфедерація будівельників України

Запровадження у повному обсязі механізмів технічного регулювання у будівництві можливе, передусім, за умови побудови цілісної системи технічного регулювання у галузі, починаючи від визначення основних цілей і принципів цієї системи і закінчуючи її складовими – актами та документами обов'язкового та добровільного застосування.

Окремим питанням формування системи технічного регулювання приділялася увага багатьох практиків і науковців. Серед них: Д.В. Барзилович, В.Г. Тарасюк, М.Л. Гринберг, М.В. Омельяненко та інші.

Основною метою цієї публікації є визначення концептуальних засад технічного регулювання у будівництві, які можуть бути покладені в основу виконання першочергових заходів щодо створення системи, спрямованої на формування повноцінного середовища для життєдіяльності людини.

Характеристики продукції будівництва та процесів її створення завжди були об'єктом державного регулювання. Тому ці питання регулювалися законодавчими та підзаконними актами, документами технічного характеру державного рівня (будівельними нормами та стандартами). Однак з розвитком ринкових відносин в економіці, в тому числі в будівельній галузі, вимоги багатьох документів стали досить зарегульованими, а нормативна база в цілому громіздкою та такою, що не в змозі оперативно реагувати на зміни споживчих вимог до середовища життєдіяльності людини.

Документи нормативної бази в будівництві мають міжгалузевий характер внаслідок того, що об'єкти будівництва та продукція будівельного призначення охоплюють практично всі галузі економіки держави.

З огляду на зазначені обставини та з метою трансформування будівельної галузі у сучасну конкурентоспроможну сферу економіки необхідно в повному обсязі запровадити механізми технічного регулювання у цій сфері економіки.

На законодавчому рівні вже зроблені певні кроки щодо запровадження технічного регулювання на території України – прийнято та надано чинності Закону України «Про технічні регламенти та оцінку відповідності». Однак цей документ не враховує в повному обсязі особливості технічного регулювання в будівельній галузі. Деякі положення цього законодавчого акта не можуть бути використані у будівельній галузі – для продукції будівельного призначення та процесів будівництва. Тому для створення повноцінного нормативно-правового поля, яке дозволить у повному обсязі запровадити механізми технічного регулювання у будівництві, необхідне вдосконалення правового забезпечення відповідно до потреб будівельної галузі.

Спроба такої адаптації була зроблена шляхом прийняття Кабінетом Міністрів України Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд, який розроблений на основі Директиви ЄС 89/106/ЄЕС та визначає основні вимоги до споруд і продукції будівельного призначення, а також основні процедури підтвердження відповідності продукції.

Аналіз світової та вітчизняної практики технічного регулювання в будівництві та застосування документів при проектуванні та будівництві свідчать, що прийняття тільки законодавчих актів без конкретизації їх положень у вигляді актів та документів технічного характеру (будівельні норми, стандарти) не дає можливості забезпечити досягнення цілей технічного регулювання і, зокрема, дотримання вимог безпеки на всіх етапах життєвого циклу об'єктів будівництва та продукції будівельного призначення.

© Ісаєнко Д.В.

Концептуальні засади технічного регулювання у будівництві дозволять сформувати умови для запровадження в повному обсязі механізмів технічного регулювання з метою створення безпечного для життєдіяльності людини середовища.

Концептуальні засади повинні враховувати такі особливості об'єктів будівництва та продукції будівельного призначення:

- споруди, як правило, призначені для використання та експлуатації протягом тривалого терміну, їх конструкції, вимоги яких визначають механічну безпеку споруди, в більшості випадків розраховуються на весь термін експлуатації споруди та не підлягають заміні, у зв'язку з цим оцінювання та підтвердження відповідності продукції будівельного призначення вимогам безпеки повинні здійснюватися як під час будівництва, так і в процесі її експлуатації;
- місце розташування кожної споруди, як правило, не може змінюватися під час експлуатації, оскільки на її життєвий цикл суттєво впливають характеристики земельної ділянки, особливості містобудівних обмежень, кліматичні умови району будівництва, архітектурні та функціональні завдання, які вирішуються під час будівництва, а також особливості технологічних процесів, для здійснення яких призначений цей об'єкт. Тому споруда на відміну від промислової продукції будівельного призначення не може бути об'єктом процедур постановки на виробництво, в тому числі шляхом виготовлення та випробувань дослідних зразків для подальшого затвердження технічної документації;
- споруда повинна відповідати проектній документації, яка має бути розроблена згідно зі встановленими вимогами, в тому числі для реалізації вимог технічних регламентів. Нагляд за відповідністю споруди встановленим вимогам повинен здійснюватися як у процесі будівництва, так і під час експлуатації.

Слід зазначити, що, як свідчить аналіз світової практики технічного регулювання у будівництві, в більшості країн як правові акти затверджується мінімальна кількість документів. Конкретні вимоги до продукції будівельного призначення визначаються в документах добровільного застосування, які мають бути доказовою базою дотримання вимог технічних регламентів.

З урахуванням зазначених особливостей концептуальні засади повинні містити основні положення щодо розроблення, прийняття та виконання вимог технічних регламентів, будівельних норм і стандартів у галузі будівництва, а також процедур оцінювання та підтвердження відповідності продукції будівельного призначення та інших об'єктів технічного регулювання у галузі будівництва цим вимогам.

Основні цілі та принципи технічного регулювання у будівництві.

Технічне регулювання у будівництві має на увазі створення нормативного забезпечення будівельної галузі для формування безпечного середовища для життєдіяльності людини з урахуванням сталого розвитку природного середовища, а також запровадження та функціонування механізмів, які створюють сприятливі умови для саморегулювання ринкових відносин між виробниками, постачальниками та споживачами продукції, послуг і процесів, пов'язаних зі створенням продукції будівельного призначення та елементів середовища життєдіяльності людини. Це поняття визначає основну мету технічного регулювання в галузі.

Основним стратегічним завданням технічного регулювання в галузі будівництва є формування нормативної бази, інтегрованої у міжнародний нормативно-правовий простір технічного регулювання в будівництві.

Таким чином, технічне регулювання здійснюється шляхом розроблення, прийняття, застосування та виконання обов'язкових і добровільних вимог до об'єктів будівництва та продукції будівельного призначення, а також процедур оцінки та підтвердження відповідності.

Основними принципами технічного регулювання у будівництві є принципи розвитку, системності, об'єктивності, послідовності.

Об'єктами технічного регулювання у будівництві є:

- планувальна організація території;
- функціональне зонування території України та її частин;
- планувальна організація території населеного пункту та його частин зі спільною планувальн-

ною структурою, об'ємно-просторовим рішенням, інженерно-транспортною інфраструктурою, комплексом об'єктів будівництва;
- будівлі та споруди житлового, громадського, промислового та іншого призначення, їх комплекси, об'єкти благоустрою, садово-паркової та ландшафтної архітектури;
- матеріали, складники, обладнання, системи, правила, процедури, методи, діяльність чи її результати, включаючи продукцію, персонал, системи управління, в тому числі ті, до яких застосовується оцінка відповідності;
- сумісність матеріалів, складників, обладнання, систем;
- функції;
- вимоги до термінології, позначення, фасування, пакування, маркування та етикетування тощо.

Основні завдання Системи технічного регулювання у будівництві.

Технічне регулювання повинно сприяти вирішенню завдань, які стоять перед будівельною галуззю, та відповідно до мети технічного регулювання забезпечити:
- безпеку споруд і продукції будівельного призначення, процесів їх створення, експлуатації та ліквідації для життя та здоров'я людей, майна та довкілля;
- відповідність споруд і продукції будівельного призначення своєму призначенню та створення сприятливих умов життєдіяльності користувачів та інших осіб;
- захист споруд і продукції будівельного призначення та людей від несприятливих впливів у розрахункових умовах експлуатації з урахуванням ризику виникнення надзвичайних ситуацій природного і техногенного характеру;
- надійність і якість будівельних конструкцій та основ, систем інженерного обладнання, споруд;
- захист довкілля від несприятливих впливів споруд;
- раціональне використання природних, матеріальних, паливно-енергетичних і трудових ресурсів;
- створення умов для науково-технічного прогресу у галузі будівництва;
- підвищення конкурентоспроможності споруд, продукції, робіт і послуг;
- співставність результатів досліджень, випробувань і вимірів;
- взаємозамінність продукції будівельного призначення;
- взаєморозуміння при здійсненні всіх видів діяльності у будівельній галузі та усунення технічних бар'єрів у міжнародній співпраці.

Основними обов'язковими для застосування та виконання є наступні вимоги:
- забезпечення механічного опору та стійкості. Навантаження та впливи на споруду під час зведення та експлуатації не повинні призводити до руйнування її в цілому чи окремих її частин і деформації, більшій за ту, що допускається будівельними нормами;
- дотримання таких вимог пожежної безпеки:
  - збереження несучої здатності конструкцій протягом визначеного часу;
  - обмеження поширення вогню та диму в споруді, а також на сусідні споруди і прилеглі території;
  - забезпечення евакуації людей із споруди або їх рятування в інший спосіб;
  - забезпечення безпеки рятувальних команд;
- забезпечення:
  - безпеки життя і здоров'я людини та захисту навколишнього природного середовища. Споруда повинна відповідати вимогам законодавства з питань охорони здоров'я людей та навколишнього природного середовища;
  - безпеки експлуатації. У процесі експлуатації споруд повинні бути виключені ризики нещасних випадків;
  - захисту від шуму. Рівень шуму та вібрації у спорудах не повинен перевищувати встановлені норми;
  - економії енергії. Під час проектування, зведення споруди та її обладнання слід забезпечити ефективне використання енергії, необхідної для експлуатації, з урахуванням кліматичних умов.

Основні обов'язкові вимоги до об'єктів технічного регулювання у будівництві встановлюються в технічних регламентах, які розробляються та приймаються відповідно до законодавства.

Крім того, споруди повинні відповідати обов'язковим вимогам, які містяться в будівельних нормах, а також у містобудівній документації, що розробляється відповідно до законодавства.

Для забезпечення дотримання вимог технічних регламентів з будівництва та в якості їх доказової бази, а також для формування сприятливого середовища життєдіяльності людини, забезпечення відповідності споруд і продукції будівельного призначення функціональному призначенню, експлуатаційній придатності та довговічності будівельних конструкцій та інженерних систем споруд, раціонального витрачання матеріальних і енергетичних ресурсів при їх будівництві та експлуатації формується Система технічного регулювання у будівництві, яка складається (крім технічних регламентів) із документів, призначених для застосування на обов'язкових і добровільних засадах. У документах Системи загальні вимоги технічних регламентів (цілі нормативних вимог) конкретизуються щодо конкретних об'єктів технічного регулювання у будівництві через функціональні вимоги та критерії (комплекси критеріїв) для оцінки характеристик об'єктів технічного регулювання.

Оцінка відповідності споруд, процесів, продукції будівельного призначення, робіт і послуг виконується з метою встановлення її відповідності обов'язковим вимогам технічних регламентів і будівельних норм, а також вимогам зазначених у договорах і в завданнях на проектування, національних стандартів та інших нормативних документів.

Технічні регламенти, будівельні норми та нормативні документи у будівництві в сукупності утворюють Систему технічного регулювання у будівництві.

Технічні регламенти у галузі будівництва.

Розробляються та приймаються відповідно до законодавства. Основоположним регламентом повинен стати технічний регламент «Про основні вимоги до будівель та споруд, а також умови розміщення на ринку будівельних виробів, гармонізовані з нормами законодавства Європейського Союзу», який на сьогодні розроблений на основі Регламенту (ЄС) № 305/2011 [1] та визначає основні вимоги до споруд, а також засади декларування будівельних виробів. В основоположному технічному регламенті повинні бути встановлені вимоги до забезпечення безпеки споруд на всіх етапах їх життєвого циклу, включаючи інженерні вишукування, проектування, будівництво, експлуатацію та ліквідацію (знесення). Як доповнення до основоположного технічного регламенту можуть розроблятися спеціальні технічні регламенти, в яких встановлюються специфічні вимоги безпеки окремих елементів споруд певного призначення.

Спеціальні технічні регламенти можуть розроблятися в тих випадках, коли безпека певних об'єктів не забезпечується повністю на основі вимог основоположного технічного регламенту.

Технічні регламенти у галузі будівництва формуються з урахуванням найновіших досягнень науки, техніки та технології. При цьому повинні враховуватися також вимоги технічних регламентів, прийнятих відповідно до законодавства, у сфері захисту життя, здоров'я та майна громадян, а також довкілля.

При встановленні вимог технічних регламентів повинні враховуватися рекомендації міжнародних організацій у сфері ліквідації бар'єрів для міжнародної торговельної співпраці у будівництві.

Інші документи Системи технічного регулювання у будівництві.

Документи (крім технічних регламентів), що входять до складу Системи технічного регулювання у будівництві, розробляються з метою міжгалузевого регулювання в будівництві.

До складу Системи технічного регулювання у будівництві повинні входити: будівельні норми; національні стандарти та стандарти-настанови; технічні свідоцтва.

Будівельні норми розробляються для обов'язкового застосування на всіх етапах життєвого циклу об'єкта технічного регулювання у будівництві. Вони містять цілі нормативних вимог, які не є основними з питань безпеки, функціональні вимоги до об'єктів технічного регулювання у будівництві, критерії (комплекси критеріїв) для оцінки характеристик об'єктів технічного регулювання у будівництві.

Будівельні норми затверджуються центральним органом виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики у галузі будівництва.

Національні стандарти та стандарти-настанови розробляються для добровільного застосування. Національні стандарти та стандарти-настанови можуть бути обов'язковими для застосування у випадках:

- посилання на них в обов'язкових до виконання документах;
- коли виробник продукції бере на себе зобов'язання виготовляти продукцію згідно з цим стандартом.

Національні стандарти та стандарти-настанови приймаються Національним органом стандартизації на основі пропозицій центрального органу виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики у галузі будівництва. Як правило, вони визначають вимоги до продукції будівельного призначення, її властивостей, сфери застосування тощо.

Національні стандарти-настанови, здебільшого, містять вимоги до процесів, процедур, послуг у галузі будівництва та промисловості будівельних матеріалів.

Національний стандарт може бути регламентним стандартом – документом, який у разі добровільного застосування надає презумпцію відповідності будівельного виробу основним вимогам до споруд.

Для продукції будівельного призначення, на яку відсутні нормативні вимоги в чинних нормативних документах, може надаватися технічне свідоцтво, яке містить інформацію про загальний опис будівельного виробу, сферу його застосування; торговельну марку; власне найменування виробника; контактну адресу; перелік експлуатаційних характеристик (показників); код органу технічної апробації, визначений згідно із встановленим порядком надання статусу органу технічної апробації відповідно до визначеної сфери діяльності; посилання на методи, методики та критерії оцінки стабільності його експлуатаційних характеристик (показників); дату видачі технічного свідоцтва.

Також до Системи технічного регулювання у будівництві входять регламентні технічні умови – регламентний стандарт або технічне свідоцтво, дотримання вимог яких підтверджує виконання вимог законодавства щодо споруд і будівельних виробів та надає презумпцію відповідності будівельного виробу основним вимогам до споруд.

Висновок. Реалізація викладених концептуальних засад можлива за умов внесення відповідних змін до законодавчого забезпечення та деяких підзаконних актів, що регулюють діяльність у галузі будівництва та промисловості будівельних матеріалів. Ця робота повинна здійснюватися системно та послідовно, тим паче що перші кроки у цьому напрямку вже здійснено.

Створення повноцінної цілісної системи технічного регулювання у будівництві дозволить сформувати базис для активного становлення сучасної конкурентоспроможної галузі економіки зі створення повноцінного середовища життєдіяльності людини.

[1] Регламент ЕС 305/2011/ Regulation (EU) № 305/2011 Европейского Парламента и Совета об установлении гармонизированных условий для распространения на рынке строительной продукции и отмене Директивы 89/106/EEC : [Електронний ресурс]. – Режим доступу: www.icqc.eu/userfiles/File/regulation-305-2011.doc

Надійшла 31.01.2019 р.

Інформація

У ТЕХНІЧНОМУ КОМІТЕТІ СТАНДАРТИЗАЦІЇ ТК 301 «МЕТАЛОБУДІВНИЦТВО»

Відповідно до Програми робіт із національної стандартизації на 2018 рік у ТК 301 було розглянуто і схвалено 12 проектів національних НД, спрямованих на підвищення технічного і якісного рівня вітчизняного металобудівництва, які наразі передані до національного органу стандартизації для затвердження. В цьому переліку:

- ✓ гармонізація EN 1090-2:2012 «Виконання сталевих і алюмінієвих конструкцій. Частина 2. Вимоги до сталевих конструкцій» (нова редакція);
- ✓ гармонізація EN 1090-4:2018 «Виконання сталевих і алюмінієвих конструкцій. Частина 4. Технічні вимоги до сталевих холодноформованих конструкційних елементів для покрівлі, стелі, підлоги та стін»;
- ✓ гармонізація EN 40-5:2002 «Опори освітлення. Частина 5. Вимоги до сталевих опор освітлення»;
- ✓ національний стандарт ДСТУ 8802:2018 «Вироби з тонколистової сталі з захисно-декоративним покриттям для будівництва. Загальні технічні умови» та інші нормативні документи.

ЩОДО ТЕХНІЧНОГО СТАНУ МОСТА ім. Є.О.ПАТОНА



О.В. Шимановський
генеральний директор
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського»,
член-кореспондент НАН України,
заслужений діяч науки і техніки
України, д.т.н., професор



Д.О. Котлубей
в.о. начальника
Комунального підприємства
по ремонту та утриманню мостів
і шляхів м. Києва «Київавтошляхміст»



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

Металевий суцільнозварний міст імені Є.О. Патона, що з'єднує бульвар Дружби Народів із Русанівським та Березняківським житловими масивами у м. Києві, збудований у 1953 р. (рис. 1). Це перший у світі суцільнозварний міст, в якому реалізовано ідеї і розробки академіка Є.О. Патона. Проект моста провадився під загальним керівництвом Є.О. Патона за участю інженерів В. Труфякова, В. Шеверницького, В. Новикова, Г. Жемчужникова, С. Островської. Проект розроблено ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського» (на той час київське проектне бюро «Проектстальконструкція») за участю інженерів О. Шумицького, В. Кирієнка, І. Маракіна.

Усі металоконструкції моста були виготовлені на Дніпропетровському заводі металоконструкцій ім. І.В. Бабушкіна, доставлені залізницею до Києва і змонтовані з допомогою зварювання безпосередньо на місці будівництва. При цьому 97 % швів зварено автоматами і напівавтоматами, а під час монтажу вперше в світі було успішно застосовано спосіб зварювання з примусовим формуванням вертикальних монтажних швів.

Загальна довжина моста становить 1543,0 м (рис. 2, а). Ширина проїзної частини між бордюрами складає 21,0 м, а тротуарів для пішоходів – 3,0 м. Міст був запроектований за нормами 1948 р. на пропуск чотирьох колон автотранспорту по 3,375 м кожна (без урахування смуг безпеки) і двох смуг трамваю (наразі трамвайні колії демонтовані) загальною шириною трамвайного полотна 7,5 м (рис. 2, б).

Міст має прогони: у пойменній частині – 58,0 м, у судноплавній – 87,0 м і біля берегів – 17,1 м. Прогонові будови моста виконані суцільнозварними, балковими, нерозрізними і складаються з чотирьох головних балок, об'єднаних у поперечних перерізах в'язями з кутиків. Розбивка на нерозрізні прогонові будови прийнята наступна: (4×58) + (4×58) + (58 + 4×87 + 58) + + (5×58) + (5×58) = 1508 м.

Головні балки мають стінку заввишки 3600 мм (яка на опорах судноплавних прогонів збільшується прямолінійними вутами до 6100 мм) і виконані з вуглецевої сталі М16С, що за своїми характеристиками відповідає сталі ВСт3сп. Поперечні й поздовжні в'язі прийнято у вигляді наскрізних ферм із елементів кутикових профілів.

Вага всіх металевих конструкцій моста складає 10 тис. тонн.

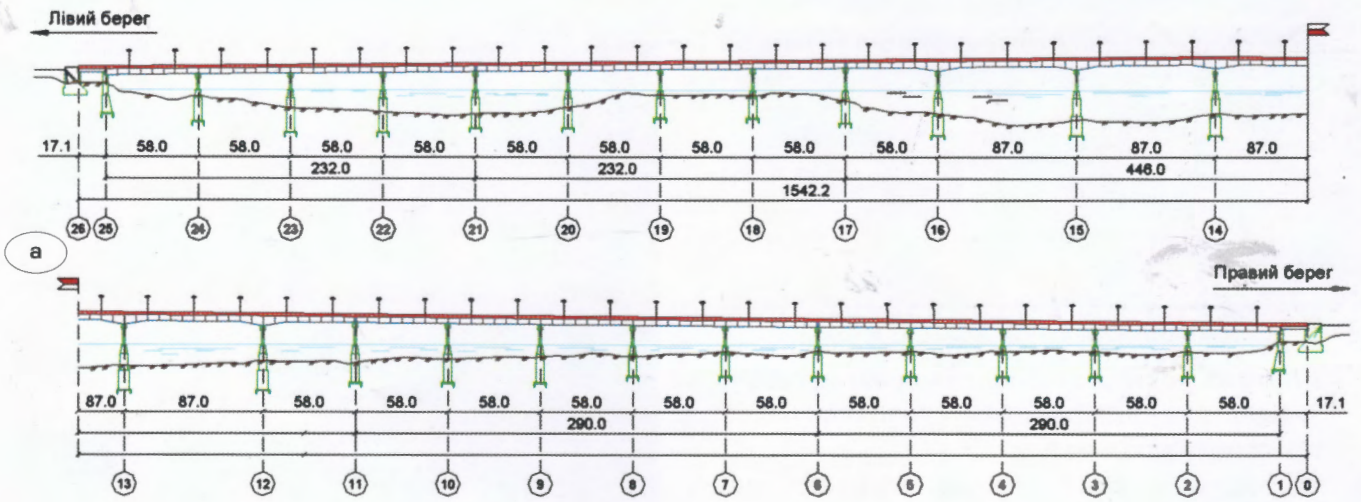
На жаль, останнім часом технічний стан моста ім. Є.О. Патона став стрімко погіршуватись, про що красномовно свідчить руйнування його поперечних балок над опорами № 1 і № 25 влітку – восени 2018 р. [1]. У зв'язку з цим наприкінці цього ж року було проведено нове спеціальне обстеження моста.

За результатами обстеження встановлено, що з часу обстеження у 2017 р. до червня 2018 р. ніяких ремонтних робіт із ліквідації виявлених під час зазначеного обстеження дефектів проведено не було, хоча про гостру необхідність цього зазначалось у відповідному технічному звіті № 7–53, виданому у 2017 році. З огляду на це, за результатами проведеного восени 2018 р. обстеження, передбачувано підтверджено погіршення технічного стану мостових конструкцій. І в першу чергу це стосується поперечних балок, особливо біля деформаційних швів на опорах № 1 і № 25, дві з яких частково зруйнувалися.

Загалом слід зазначити, що виявлені під час обстеження у 2018 р. основні дефекти конструкцій



Рис. 1. Панорамний (а) і загальні (б, в) вигляди моста ім. Є. О. Патона



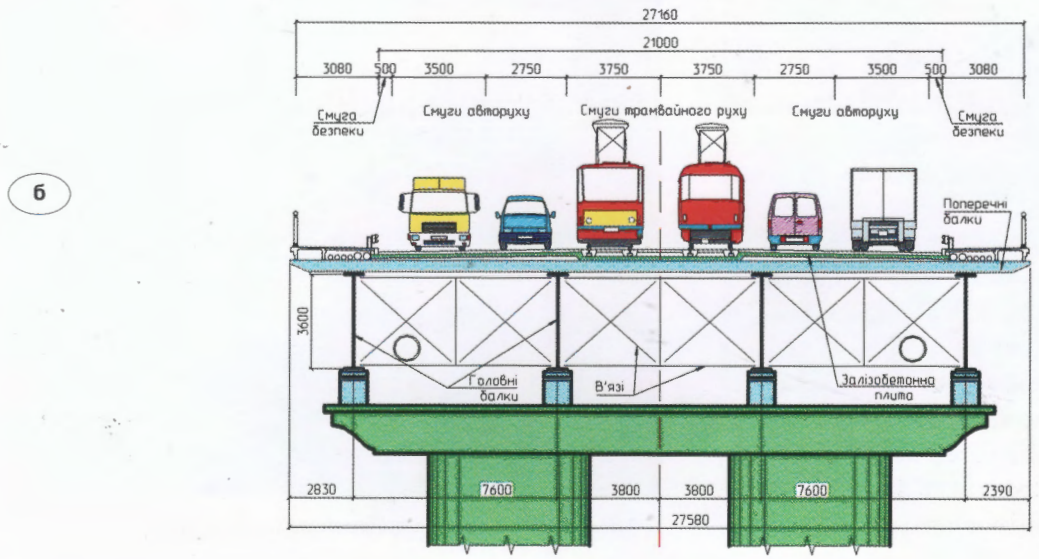


Рис. 2. Поздовжній (а) і поперечний (б) розрізи моста ім. Є.О. Патона

моста, причини їх виникнення та розвинення є наслідками недотримання нормативних термінів проведення необхідних ремонтних робіт (що може бути пов'язано як із недостатністю, так і з відсутністю належного їх фінансування) та постійного зростання інтенсивності руху автотранспорту, яке супроводжується значним збільшенням автомобільних навантажень. Виявлені дефекти негативно впливають на довговічність конструкцій, знижують безпеку та комфортність руху по мосту, а в окремих випадках знижують його несну здатність.

До переліку конструкцій моста, які мають дефекти, що потребують усунення, відносяться:

- поперечні балки на опорах № 1 і № 25 (рис. 3, 4): у зв'язку з руйнуванням зазначених балок необхідно терміново завершити протиаварійні заходи, передбачені проектом ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», розробленим влітку 2018 р.;
- підводна та надводна частини опори № 21 (вверх за течією), яка має вивали фрагментів кам'яної кладки у зоні коливання рівня води, що потребує невідкладного поновлення кладки;
- надводна частина опори № 11, яка має часткове руйнування бетону ригеля опори під підферменником (рис. 5); з метою уникнення погіршення технічного стану споруди в цілому і унеможливлення в подальшому аварійної ситуації, першочерговими заходами для опори № 11 є термінове виконання ремонтних робіт із відновлення ригеля опори та підферменників верхових головних балок прогонових будов;
- надводна частина опори № 6, яка має руйнування бетону ригеля, що супроводжується оголенням і корозією арматури;
- надводна частина опори № 17, яка має руйнування бетону ригеля, сколи з оголенням та корозією арматури, вилуговування бетону, руйнування гранітного оздоблення колони опори;
- окремі в'язі в прогонах 1–2, 2–3, 3–4, 4–5, 14–15, 16–17, 17–18, 18–19, 19–20, а також на опорах № 6, № 9, № 20, № 22, № 25 розірвані внаслідок 100 % корозії та потребують відновлення (рис. 6);
- оглядові проходи непридатні для пересування технічного персоналу і вимагають термінового капітального ремонту відповідно до окремо розробленого проекту (рис. 7);
- деформаційні шви ковзаючого типу не відповідають вимогам безпеки руху та вимагають капітального ремонту шляхом заміни на нові шви, а також заміни поперечних балок у місцях деформаційних швів;
- залізобетонна плита проїзної частини має окремі місця карбонізації бетону завглибшки до 20 мм та з корозійними пошкодженнями арматури від 6 % до 32 % площі перерізу (рис. 8), що потребує невідкладного виконання капітального ремонту або реконструкції плити;
- корозія і руйнування вузлів кріплення стовпів освітлення негативно впливають на безпеку руху автомобілів на проїзній частині та перехожих на тротуарах, а також проходження суден під мостом (рис. 9); стовпи освітлення необхідно якнайшвидше відремонтувати або замінити новими;
- руйнування секцій поручнів та їх кріплень створює небезпеку для пішоходів і суден, що проходять під мостом (рис. 10); майже всі конструкції поручнів знаходяться в аварійному стані та потребують повної заміни.



Рис. 3. Руйнування поперечної балки на опорі № 1



Рис. 4. Руйнування поперечної балки на опорі № 25



Рис. 5. Сколи бетону, оголення та корозія арматури підферменників опори № 11



Рис. 6. Розрив в'язі в прогоні 16–17 внаслідок корозії

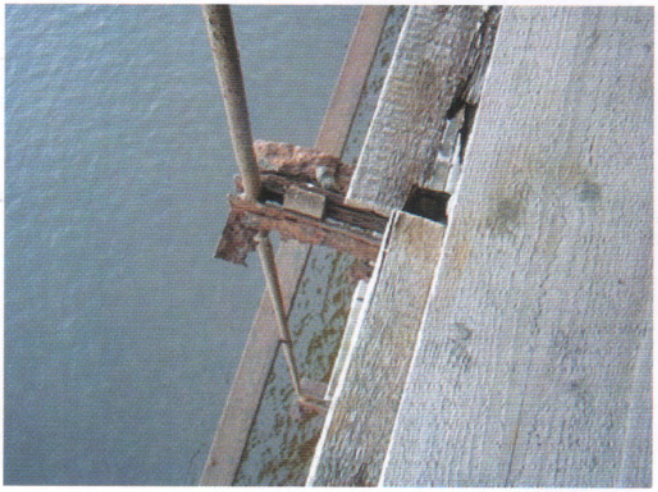


Рис. 7. Корозія металу несних елементів оглядових проходів



Рис. 8. Руйнування захисного шару бетону плити проїзної частини



Рис. 9. Корозійне руйнування балкової клітки стовпа освітлення № 18



Рис. 10. Руйнування секції поручня та його кріплення, відрив декоративних елементів

Варто підкреслити, що невідкладно потрібно виконати наступні роботи:

- завершити протиаварійні заходи по поперечних балках на опорі № 25 (наразі виконані відповідні заходи лише на опорі № 1);
- провести ремонт проміжних опор № 6, № 11, № 17 і № 21;
- виконати ремонт деформаційних швів із заміною прилеглих поперечних балок та в'язей прогонових будов.

Невиконання вищезазначених робіт призведе до того, що конструкції моста, які знаходяться в стані 5 (непрацездатний), можуть повністю зруйнуватися та призвести до аварії. Що ж стосується поручнів та стовпів освітлення, то невиконання їх повної заміни відповідно до чинних норм загрожує безпеці руху як автотранспорту й пішоходів, так і судноплавства й може стати причиною припинення функціонування об'єкта.

За результатами розрахунків вантажопідйомності головних балок прогонових будов відносно рухомого навантаження Н-30, максимальна вага автомобіля у колоні становить 12 т, що не відповідає чинним нормам [2]. Виходячи з цього, з урахуванням аварійного стану поперечних балок на опорах № 1 і № 25, а також технічного стану інших конструкцій моста в цілому, необхідно передбачити два види обмежень руху автотранспорту: перше з них стосується обмеження навантажень на вісь автотранспорту – необхідно обмежити в'їзд на міст будь-якого транспорту, навантаження на вісь якого перевищує 6 т, а друге стосується обмеження ваги транспортних засобів – максимальна вага одиничних транспортних засобів на мосту не повинна перевищувати 10 т, максимальна вага автотранспортних засобів у колоні на мосту не повинна перевищувати 6 т. Що ж стосується обмежень на швидкість руху автотранспорту по мосту, то вони раніше не вводились і наразі вказана швидкість становить 50 км/год, як і всюди в межах міста.

А тепер розглянемо існуючу розмітку проїзної частини моста, яка поділяється на 7 смуг по 3,0 м завширшки кожна (виходячи з ширини проїзної частини між бордюрами, що дорівнює 21,0 м) без смуги безпеки та розділової смуги, що абсолютно не відповідає вимогам чинних норм [3]. У цьому сенсі нагадаємо, що згідно з вказаними нормами габарити споруди як для магістральної вулиці загальноміського значення безперервного руху повинні становити:

- при 6 смугах руху
  $1,0 + 6 \times 3,75 + 2,0 + 4,0 = 29,5$ м $> 21,0$ м;
- при 4 смугах руху
  $1,0 + 4 \times 3,75 + 2,0 + 4,0 = 22,5$ м $> 21,0$ м.

Як вбачається з наведених даних, наявна ширина проїзної частини моста є меншою навіть за ширину 4 смуг згідно з вимогами чинних норм.

Отримані під час обстеження дані та результати розрахунків вантажопідйомності, визначення остаточного ресурсу моста та експертна оцінка технічного стану споруди дали змогу виконати оцінку та прогнозування технічного стану моста відповідно до вимог [4]. Основні елементи моста віднесено до таких експлуатаційних станів: проїзна частина – стан 5 (непрацездатний); прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); опори та опорні частини – стан 5 (непрацездатний); фундаменти – стан 3 (працездатний); підходи – стан 3 (працездатний). А за рейтингом основних конструктивних елементів міст знаходиться у стані 5 – непрацездатний. З огляду на вказане, експлуатація моста можлива лише за умови постійного моніторингу технічного стану його конструкцій.

Експлуатаційний стан моста в цілому за найнижчим із показників експлуатаційного стану основних конструкцій кваліфікується як 5 – непрацездатний. Експлуатаційні заходи відповідно до вимог [3] наступні: вести постійний нагляд та контроль за дотриманням обмежень руху із залученням спеціалізованої організації. При цьому необхідно терміново вирішувати питання щодо реконструкції споруди, а також вживати тимчасові заходи щодо запобігання аварії.

Враховуючи складність та обсяги ремонтних робіт, пов'язаних із приведенням несних конструкцій проїзної частини, в першу чергу – поперечних балок, до належного технічного стану, рекомендується розпочати реконструкцію моста з повної заміни зазначених конструктивних елементів і доведенням споруди до вимог чинних нормативних документів.

У разі реконструкції моста необхідно:

- виконати додаткове обстеження головних балок моста з використанням неруйнівних методів контролю з метою перевірки дійсного технічного стану зварних з'єднань та металу головних балок, уточнення їх залиш-

кового ресурсу та надання рекомендації щодо проведення реконструкції моста;

- провести моніторинг руху автотранспорту на мосту з метою визначення фактичної інтенсивності руху та дійсних автомобільних навантажень на міст;
- з урахуванням отриманих об'єктивних даних визначитися з величинами автомобільних навантажень на міст, кількістю та шириною смуг руху автотранспорту на мосту після реконструкції, узгодивши їх із усіма зацікавленими сторонами і розробивши відповідні технічні умови.

Наголосимо, що без виконання робіт із усунення всіх дефектів та робіт із реконструкції моста, що будуть направлені на підвищення експлуатаційних характеристик і подовження терміну служби споруди, буде зростати деградація моста, яка неминуче призведе до незворотних процесів, а саме – до неконтрольованих руйнувань із непередбачуваними наслідками.

Висновки. Виходячи з вище викладеного, можна дійти наступних висновків:

- наразі міст ім. Є.О. Патона знаходиться у критичному стані. Роботи, які проводяться на мосту в рамках протиаварійних заходів, є необхідними, проте локальними і тимчасовими заходами та не вирішують проблеми технічного стану моста в цілому;
- задля можливості експлуатації моста в подальшому необхідно терміново вирішити питання щодо його реконструкції. Це дозволить не тільки подовжити термін експлуатації моста, а й підвищити пропускну спроможність останнього, що є дуже важливим із огляду на стрімке зростання кількості автотранспорту на вулицях Києва.

[1] *Шимановський О.В., Котлубей Д.О., Шалінський В.В.* Аварійна ситуація на мосту ім. Є. О. Патона та заходи щодо її вирішення // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2018. – № 4. – С. 30 – 33.

[2] ДБН В.1.2-15:2009. Мости та труби. Навантаження і впливи. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2009. – 66 с.

[3] ДБН В.2.3-22:2009. Мости і труби. Основні вимоги проектування. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2009. – 73 с.

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

Надійшла 15.01.2019 р.

Інформація

В УКРАЇНСЬКОМУ ЦЕНТРІ СТАЛЕВОГО БУДІВНИЦТВА



6 лютого 2019 року в м. Києві відбулась щорічна VII національна конференція учасників ринку сталевого будівництва. У роботі конференції взяли участь представники Мінрегіону, провідних виробників та дистриб'ютерів сталевого прокату, заводів із виготовлення будівельних металевих конструкцій, підприємств з виготовлення ЛСТК, металевої покрівлі і фасадів, а також постачальники антикорозійних та вогнезахисних матеріалів, будівельно-монтажних організацій та спеціалізованих проектних інститутів.

На конференції було всебічно розглянуто три основних блока питань щодо вітчизняного металобудівництва:

- ✓ Аналітика та прогнози за сегментами ринку сталевого будівництва (рулонні матеріали з покриттям, тонколистовий прокат, металоконструкції, огороджувальні конструкції для комерційного та житлового будівництва та вогнезахист).
- ✓ Розвиток ринку та події, що впливають на розвиток галузі.
- ✓ Стратегії та практики в роботі ключових учасників галузі.

На завершення конференції відбулась дискусія щодо детального розгляду проблем галузі проектування металоконструкцій, виходу проектних послуг вітчизняних фірм на міжнародний ринок, а також щодо потенціалу співпраці експортерів проектних послуг та заводів із виготовлення металоконструкцій.

ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ДОШКІЛЬНИХ ЗАКЛАДІВ



О.Ю. Скляренко
аспірант кафедри основ архітектури та архітектурного проектування Київського національного університету будівництва і архітектури

Для успішного функціонування дитячого дошкільного закладу важливим є як його професійне внутрішнє наповнення, так і зовнішня форма, яка проявляється в якісній архітектурно-планувальній організації. Адже естетично досконале і продумане архітектурне планування дошкільного навчального закладу є його своєрідною «візитною карткою», складовою іміджу.

Відомо, що за кордоном і значною мірою в нашій країні дошкільні заклади функціонують за різних форм власності (державна, приватна, комунальна тощо). Особливої популярності набули мережеві дитячі садки (як правило, приватні), що функціонують під єдиною назвою і мають власний легко пізнаваний стиль оформлення.

Іноземний досвід планування й спорудження інноваційних за формою дитячих садків є вельми актуальним для України, де відбуваються кризові явища у реалізації дошкільної освіти. Водночас не слід забувати, що спорудження сучасного дошкільного навчального закладу є досить затратним.

Взаємопов'язаність даної дослідницької проблеми із важливими питаннями інших наук полягає у тому, що вивчення іноземного досвіду архітектурно-планувальної організації дитячих дошкільних закладів перебуває на перетині наукових сфер, які стосуються архітектури, дизайну інтер'єру, естетики, ергономіки тощо.

Проблематиці дошкільних навчальних закладів упродовж 2018 р. було присвячено низку наукових розвідок [1, 2].

Водночас відносно маловивченим залишається іноземний досвід з організації архітектури дитячих садків. При цьому варто наголосити на тому, що цей досвід постійно вдосконалюється і у найбільш розвинених країнах світу майже щомісяця чи навіть частіше з'являються нові архітектурно-дизайнерські й культурно-мистецькі концепти щодо будівель навчальних закладів різного рівня.

Мета статті – вивчення характерних рис зарубіжного досвіду архітектурно-планувальної організації дитячих дошкільних закладів. Об'єктом дослідження є просторова організація дитячих садків у деяких країнах світу.

Архітектурно-планувальну організацію слід розглядати як рішення, необхідні для розроблення документації для будівництва об'єктів, у проектуванні яких необхідна участь архітектора. Архітектурно-планувальні рішення повинні комплексно враховувати соціальні, економічні, функціональні, інженерні, технічні, протипожежні, санітарно-гігієнічні, екологічні, архітектурно-художні й інші вимоги до об'єкта [3].

У сучасній архітектурно-планувальній організації певного об'єкта постійно переглядається співвідношення функціональних зон із метою створення архітектурного середовища, що відповідає потребам суспільства.

Крім того, як свідчить зарубіжний досвід, характерними рисами якісної архітектурно-планувальної організації є:

- винесення на перший план тих видів простору, що сприяють реалізації розважальних, дозвіллєвих і соціокультурних функцій життєдіяльності людини;
- доступність простору для усіх верств населення міста;
- більш активна архітектурна виразність вхідних зон для залучення й просторової орієнтації відвідувачів [11].

В основі якісної архітектурно-планувальної організації знаходиться новаторство, тобто інновації. Водночас відомо, що інновації у сфері культури далеко не завжди передбачають радикальні зміни. Якщо перенести це твердження на архітектуру і відповідне планування, то можливість неординарної й цікавої інтерпретації вже є приводом назвати цю сферу інноваційною. При цьому інноваційність в архітектурі не передбачає тенденційності, претензійності й нерішучості. Натомість культурне новаторство в архітектурно-планувальній організації додатково стимулює пошук нових змістів [6].

Архітектурно-планувальні способи, що впливають на проектування сучасних будинків дитячих садків, можна об'єднати у три групи: *композиційна схема будівлі; функціональний склад приміщень* та *проектний метод, що застосовується* [8].

Композиційна структура будівлі залежить від виду, типу, поверховості й навколишньої території об'єкта. Композиційні прийоми умовно можна розділити на традиційні, що застосовуються у масовому будівництві, і сучасні, які впроваджуються за кордоном при спорудженні дитячих садків.

За цих обставин вибір певної композиційної схеми дитячого закладу залежить від регіональних умов будівництва, певних конструктивних параметрів та типу будівлі. Функціональний склад приміщень зазначеної будівлі має формуватися із врахуванням побутових, освітніх і комунікаційних процесів.

З огляду на це та відповідно до досліджень [8] можна виокремити чотири основних функціональних блок-модуля:

- блок групового гнізда – основні приміщення: ігрове, спальне, буфетне, туалетне, роздягальне, ряд додаткових приміщень;
- блок спеціалізованих приміщень – зали для фізкультурних і музичних занять, комори, приміщення басейну;
- блок супутніх приміщень – харчоблок, медичні кабінети, методичний кабінет, пральня;
- блок службово-побутових приміщень – кімнати для персоналу.

Архітектурно-планувальна організація дитячих дошкільних закладів безпосередньо пов'язана з дизайнерськими розробками. Як відомо, у широкому сенсі метою дизайну є не лише художнє конструювання, але й вирішення більш широких соціально-технічних проблем функціонування виробництва, споживання, існування людей у предметному середовищі шляхом раціональної побудови її візуальних і функціональних властивостей [4].

Слід зазначити, що на початку нинішнього століття роль дизайну в світовій культурі, невід'ємною складовою якої є архітектурно-планувальна організація певних споруд, у т.ч. пов'язаних із життєдіяльністю і навчанням дитини, істотно зросла. Вказане пов'язане із формуванням все більш вагомих і суттєвих вимог до естетичних і функціональних компонентів дитячих дошкільних установ. Розроблення їх дизайну починається із ескізного представлення і завершується робочими кресленнями власне споруди.

За кордоном дитячі дошкільні заклади функціонують у багатьох формах і дизайнерських стилях. Зокрема, у багатьох містах ФРН вони організовуються шляхом редевелопменту приміщень, що не використовувалися. Наприклад, у Мюнстері розробники вдалися до розміщення дитячого садка у церкві, яка тривалий час не використовувалася релігійними діячами за безпосереднім призначенням, проте її будівля збереглася у досить хорошому стані. Оригінальна споруда церкви циліндричної форми була модернізована і підлаштована під дитячі потреби (рис. 1).



Рис. 1. Дитячий садок «Kindergarten Bolles+Wilson» (ФРН)

Такий підхід не викликає заперечень і може слугувати прикладом для наслідування.

На верхньому поверсі приміщення церкви є величезний майданчик для дітей, який за площею нагадує справжній стадіон для дорослих. Вузькі архаїчні вікна церкви були дещо розширені, проте зберегли свій початковий дизайнерський концепт.

Велика площа для внутрішнього ігрового дитячого простору (понад 540 м^2) доповнюється значним дозвіллєвим простором на відкритому повітрі. Підлога покрита спеціалізованим покриттям, що використовується для професійних спортивних майданчиків.

Варто також зауважити, що така будівля характеризується високою температурною стійкістю (у ній тепло взимку і прохолодно влітку).

Прикладом оригінального екологічного стилю є оформлення одного із садочків для дітей у Данії (м. Холбек) (рис. 2). Територія його розбита за функціонально-кольоровими зонами, а ззовні будівля покрита оригінальним зеленим дахом, на якому вирощені рослини.



Рис. 2. Дитячий садок «Bernts Have Daycare Center» (Данія)



Рис. 3. Дитячий садок «Kindergarten 8Units» (Іспанія)

Звичайно, подібний вибір приміщення для дитячого садка в північних широтах, до яких належить і Данія, може вважатися досить спірним, оскільки значна площа будівлі виконана зі скла. Але слід зазначити, що цей «недолік» компенсується високою якістю матеріалів, що використовуються.

Територія дитячого садка також розбита на функціонально-ігрові зони, які відрізняються не лише кольором, але й природним оформленням (висадженням різних груп рослин).

Оригінальний концепт дитячого садка за архітектурним, дизайнерським і кольоровим оформленням сформований в іспанському місті Алмера (рис. 3), де головним акцентом є ультрамодерновий, можна сказати футуристичний дизайн стін, стелі й підлоги основних функціональних приміщень. Складовими власне фасаду цієї оригінальної будівлі є різнокольорові панелі, що у сукупності формують певний пазл. Домінуючими характеристиками цього садочка в іспанській Альмері є такі: використання по-різному забарвлених вікон у вигляді кола; підсвічування будівлі ззовні у темну пору доби; чітка диференціація приміщень садочка за кольором – білий колір для молодшої ясельної групи (до 1 року), жовтогарячий для дітей від 1 до 2 років, зелений – віком понад 3 роки.

Водночас у коридорах і загальних просторах усі кольори перемішані, щоби стимулювати спілкування між дітьми різного віку. Можливо цей досвід буде корисним і для України.

Підсумовуючи концептуальні засади досліджених дитячих закладів ФРН, Данії й Іспанії, відзначимо, що в основі успішності і популярності їх архітектурно-планувальних рішень лежить оригінальність і креативність. Жодна із цих будівель не є повторенням іншої, дизайнерські рішення є настільки простими за своєю суттю, що виникає питання – чому до цього не додумалися раніше?

Наразі сфера проектування й спорудження дитячих закладів і формування комфортного навчального простору за кордоном стає все більш креативною з художньої точки зору. З огляду на справжній бум у будівельній галузі провідних країн світу упродовж останніх років, до навчальних закладів висуваються все вибагливіші естетичні вимоги.

Серед інноваційних напрямків дизайну дитячих садків закордону – стиль «хай-тек» (бук-

вально – «високі технології»), що як окремо взятий напрям сформувався на Заході ще у 1970-х роках. Основою цього стилю є своєрідна гра підкреслено технологічними й технічними формами. Очевидно, що усі розглянуті дитячі садки у ФРН, Данії й Іспанії оформлені переважно у стилі «хай-тек».

Наразі можна стверджувати, що більшість дошкільних закладів закордону, зокрема й ті, що відносяться до великих мереж, формують свій неповторний «фірмовий стиль», під яким розуміється стильова єдність [9] змістовних форм усіх елементів архітектурного планування будівлі. Фірмовий стиль – це сукупність графічних, колірних, стилістичних і композиційних прийомів і елементів, спеціально й комплексно спроектованих задля створення певного й постійного зорового образу, що пов'язаний із певним дитячим дошкільним закладом.

Майстерно оформлений і вишуканий з естетичної точки зору дитячий садок може стати справжньою окрасою міського простору, перетворившись на центр дозвілля і навчання маленьких жителів міста.

Окремо слід зупинитися на важливості арт-форм на дитячих майданчиках біля дошкільних навчальних закладів. За допомогою цих форм (інсталяцій із квітів і кущів, елементів оздоблення дитячих атракціонів, гірок тощо) майданчики стають цілком гармонійними із навколишнім ландшафтом. Тобто ландшафтна композиція чи елемент декору виступають як арт-об'єкти, що гармонують з предметним оточенням і забезпечують високий рівень геопластики простору [12].

Україна лише здійснює перші кроки на шляху до формування сучасних архітектурно-дизайнерських рішень щодо таких закладів. Як приклад можна навести дошкільний навчальний заклад «Умка Гранд» в одному із найбільших житлових кварталів у передмісті Києва – ЖК «Петровський квартал» (5 км на південний захід від столиці України). Розпочавши спорудження кварталу ще в 2013 р., забудовник позиціонував свій проект як найбільш масштабний заміський житловий комплекс України мало- й середньоповерхової забудови. У вересні 2016 р. тут відкрився мережевий дитячий садок «Умка Гранд» (рис. 4).

Всередині дошкільна установа характеризується продуманим зонуванням приміщень для навчання і відпочинку (рис. 5).



Рис. 4. Будівля дитячого садка «Умка Гранд» у Петровському кварталі



Рис. 5. Внутрішні приміщення дитячого садка «Умка Гранд»

Будівля самого навчального закладу та його територія прикрашені арт-формами, а саме:

- виконано кольорове зонування окремих приміщень, а також вікон і дверей;
- дитячі майданчики оформлені у теплих та яскравих кольорах (червоний, жовтий, помаранчевий);
- поблизу дитячих майданчиків розташовані невеликі фігурки казкових героїв (тваринок, гномиків, інших вигаданих істот);

- на даху дитячого садочка встановлені декорації у вигляді флюгерів-півників;
- на металевих конструкціях огорожі виконані ковані прикраси, а на ліхтарях – ковані зображення котів;
- зони відпочинку укомплектовані лавочками та художньо підібраними композиціями із квітів і декоративних кущів.

При створенні арт-форм використані мідь і метал (ковані форми), каміння, пластик та декоративні насадження.

Отже, можна дійти висновку, що дитячі садки можуть бути справжніми витворами архітектурного мистецтва, де застосовуються найновітніші технології і реалізовуються найбільш сміливі рішення архітекторів і дизайнерів.

Як свідчить іноземний досвід, в основі архітектурно-планувальних і композиційних рішень дитячих дошкільних установ є принцип групування приміщень за функціональними ознаками, а також із урахуванням вікової ізоляції ясельних груп від більш дорослих. У свою чергу, більш дорослі вікові групи розміщені в окремих відповідним чином художньо оформлених приміщеннях. В об'єднаних дитячих дошкільних установах (ясла – садочок) внутрішня планувальна структура має будуватися на чіткому поділі плану на ясельну й іншу групи приміщень, об'єднаних загальними групами приміщень навчально-методичного й адміністративно-господарського призначення.

Слід зазначити, що у провідних країнах світу проблематика інноваційного архітектурного планування відповідних дошкільних закладів звичайно має широкі перспективи для подальших досліджень. Серед них, зокрема, можна виділити наступні:

- значення екодизайну для формування архітектурних концепцій дошкільних закладів;
- використання мотивів народної культури (фольклору) в проектуванні дитячих садків;
- роль дошкільних навчальних закладів у міських громадських просторах й урбаністиці у цілому.

[1] *Барна Н.В.* Дизайн у контексті художньої культури XX – XXI століть : монографія / Н.В. Барна; Відкритий міжнар. ун-т розвитку людини «Україна». – Київ : Університет «Україна», 2015. – 352 с.

[2] *Березіна О.О.* Організаційно-педагогічні умови освітньої діяльності дошкільних навчальних закладів нового типу (кінець XX – початок XXI століття) : автореф. дис. ... канд. пед. наук : 13.00.01 / Березіна Ольга Олексіївна ; Мелітоп. держ. пед. ун-т ім. Богдана Хмельницького. – Мелітополь, 2018. – 20 с.

[3] *Гельфонд А.Л.* Архитектурное проектирование общественных зданий и сооружений / А.Л. Гельфонд. – М. : Архитектура-С, 2006. – 280 с.

[4] Дизайн [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://ru.wikipedia.org/wiki/Дизайн.

[5] Дитячий садок «Bernts Have Daycare Center» (Данія) [Електронний ресурс]. – Режим доступу: https://www.archdaily.com/85118/bernts-have-daycare-center-henning-larsen-architects.

[6] Дитячий садок «Kindergarten Bolles+Wilson» (ФРН) [Електронний ресурс]. – Режим доступу: https://www.archdaily.com/392652/st-sebastian-kindergarten-bolles-wilson.

[7] Дитячий садок в «Kindergarten 8Units» (Іспанія) [Електронний ресурс]. – Режим доступу: https://www.archdaily.com/85118/bernts-have-daycare-center-henning-larsen-architects.

[8] *Кузнецова А.А.* Современные архитектурно-планировочные способы моделирования зданий дошкольных организаций [Электронный ресурс] / А.А. Кузнецова. – Режим доступа: https://cyberleninka.ru/article/n/sovremennye-arhitekturno-planirovochnye-sposoby-modelirovaniya-zdaniy-doshkolnyh-organizatsiy.

[9] Основы дизайна / Под ред. С.М. Михайлова. – Казань : «Новое Знание», 1999. – 240 с.

[10] *Перепелюк І.Р.* Організаційно-педагогічні умови партнерства дошкільного навчального закладу і сім'ї в Республіці Польща : автореф. дис. ... канд. пед. наук : 13.00.01 / Перепелюк Інна Романівна; ДВНЗ «Прикарпат. нац. ун-т ім. Василя Стефаника». – Івано-Франківськ, 2018. – 20 с.

[11] *Рэнд П.* Дизайн: форма и хаос / Пол Рэнд; [пер. с англ. И. Форонова]. – М.: Изд-во Студии Артемия Лебедева, 2013. – 244 с.

[12] *Смірнитська Л.В.* Естетичне формування прибудинкових територій / Л.В. Смірнитська // Сучасні проблеми архітектури та містобудування. – 2016. – № 44. – С. 207–211.

Надійшла 01.11.2018 р.

УДК 539.3

АНАЛІЗ ДЕФОРМУВАННЯ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ НА МЕТАЛЕВІЙ ПЛИТІ ПІВДЕННОГО МОСТА

Виходячи з положень будівельної механіки, виконано аналіз можливих причин відшарування асфальтобетонного покриття від металевої плити вантажної частини Південного моста в м. Києві. Методами скінченно-елементного моделювання знайдені зони найбільших нормальних і дотичних напружень. Проаналізовано конструктивні особливості системи.

On the basis of structural mechanics methods, the analysis of possible causes of dividing into layers of asphalt concrete road overlay from the steel plate of the South Bridge is performed. Through the use of the finite element method, the zones of the largest normal and shear stresses are found. The structural features of the system are analysed.

Ключові слова: конструкція мостового полотна, металева ортотропна плита моста, напружено-деформований стан, термопружні деформації, моделювання.



В.В. Гайдайчук
завідувач кафедри теоретичної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури,
д.т.н., професор



В.В. Мозговий
завідувач кафедри дорожньо-будівельних матеріалів та хімії Національного транспортного університету,
д.т.н., професор



О.О. Густєлєв
генеральний директор комунальної корпорації «Київавтодор»



Л.В. Шевчук
асистентка кафедри вищої математики Національного транспортного університету

За своєю механічною особливістю дорожнє покриття на металевій ортотропній плиті мостів можна розглядати як двошарову складну композиційну конструкцію. Важливою перевагою композиційних конструкцій є їх висока міцність на одиницю маси. При цьому більшість композиційних структур за показниками міцності і термофізичними якостями перевищують будь-який зі своїх компонентів або значно відрізняються від них. Однак необхідно зазначити, що разом із тим композиційні структури мають і суттєвий недолік, який пов'язаний з тим, що фізико-термомеханічні властивості таких структур найчастіше виявляються зовсім неузгодженими, що призводить інколи до специфічних видів руйнувань (розшарування, локальні розриви, порушення адгезії тощо). Тому при проектуванні таких структур ці особливості створюють суттєві ускладнення під час визначення напружено-деформованого стану залежно від геометричних параметрів елементів, виду зв'язку між ними та їх фізико-механічних властивостей. Такі задачі можуть бути вирішені методами теоретичного моделювання [1, 2]. Ці особливості деформування композиційних структур в повній мірі притаманні і багатошаровим системам дорожнього одягу мостових конструкцій, математичне моделювання яких має певні особливості. Вони пов'язані з тим, що розривні функції полів напружень у них генеруються також під впливом високоградієнтних полів температури, які викликають концентрацію як нормальних, так і дотичних (зсувних) напружень, що обумовлені відмінними значеннями термомеханічних параметрів асфальтобетону та ортотропної плити.

До однієї з позаштатних ситуацій під час експлуатації мостів можна віднести також стан Південного моста через р. Дніпро в місті Києві, що характеризується інтенсивним розтріскуванням та відшаруванням асфальтобетонного покриття від металевого полотна мостової конструкції в зимовий і весняний періоди року. Для вияснення причин цього явища за протокольним рішенням наради КП «Київавтодор» у травні 2018 року в Національному транспортному університеті було проведено нараду спеціалістів

© Гайдайчук В.В., Мозговий В.В., Густєлєв О.О., Шевчук Л.В.

з проектування та експлуатації мостових та дорожніх конструкцій. На цій нараді було висловлено багато думок щодо причини цього явища, яке обумовлене, в основному, конструкційними особливостями моста, збільшеною вантажопідйомністю транспортних засобів і реологічними та термомеханічними ефектами, що проявляються в матеріалах двошарової конструкції дорожнього одягу в результаті сезонних та добових змін температури. Нижче, виходячи з положень будівельної механіки, запропоновані висновки попереднього аналізу можливих причин руйнування асфальтобетонного покриття на ортотропній металевій плиті Південного моста, а також наведений оцінювальний аналіз розподілу полів напружень у двошаровій структурі за методами термопружності.

Попередні висновки щодо причин руйнування асфальтобетонного покриття. Загальна схема конструкції моста представлена на рис. 1. Чисельний аналіз виконували для прогону моста між опорами № 11 і № 12 (рис. 2). Він складається з асфальтобетонного шару завтовшки 0,07 м, що покладений на полотно проїзної частини моста, який є ортотропною плитою (рис. 3).

Привертає увагу невелика база тросової системи 10,8 м при загальній ширині моста 41,5 м та порівняно малому моменті інерції на кручення, оскільки його переріз наближається до пластини. Це дає підстави припустити, що прогонова будова проявляє підвищену деформованість при скручуванні. Сталевий лист завтовшки 0,014 м підкріплений ребрами заввишки 0,25 м із кроком 0,3 м. Причому, як відомо, при кру-

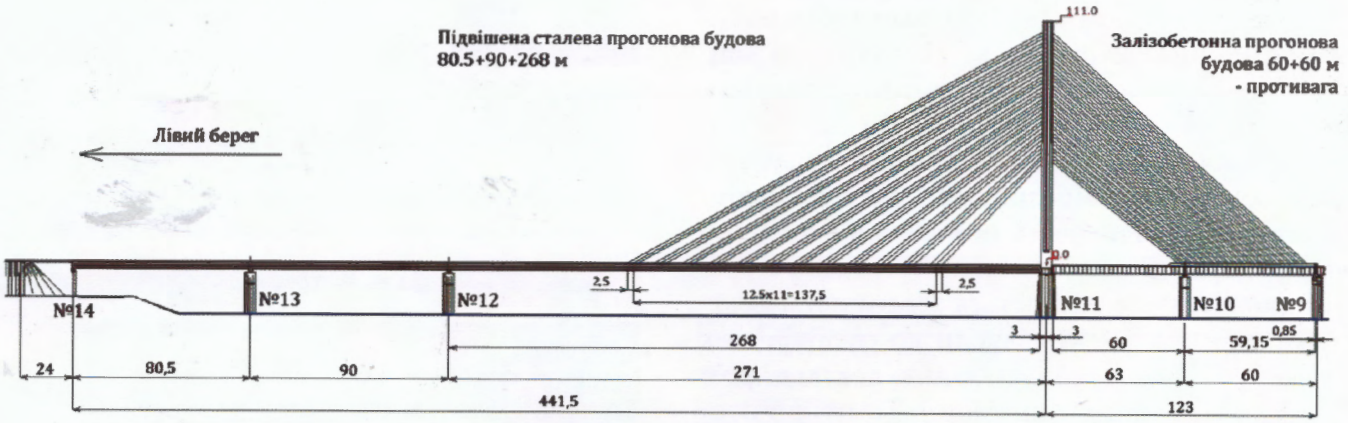


Рис. 1. Загальна схема конструкції Південного моста

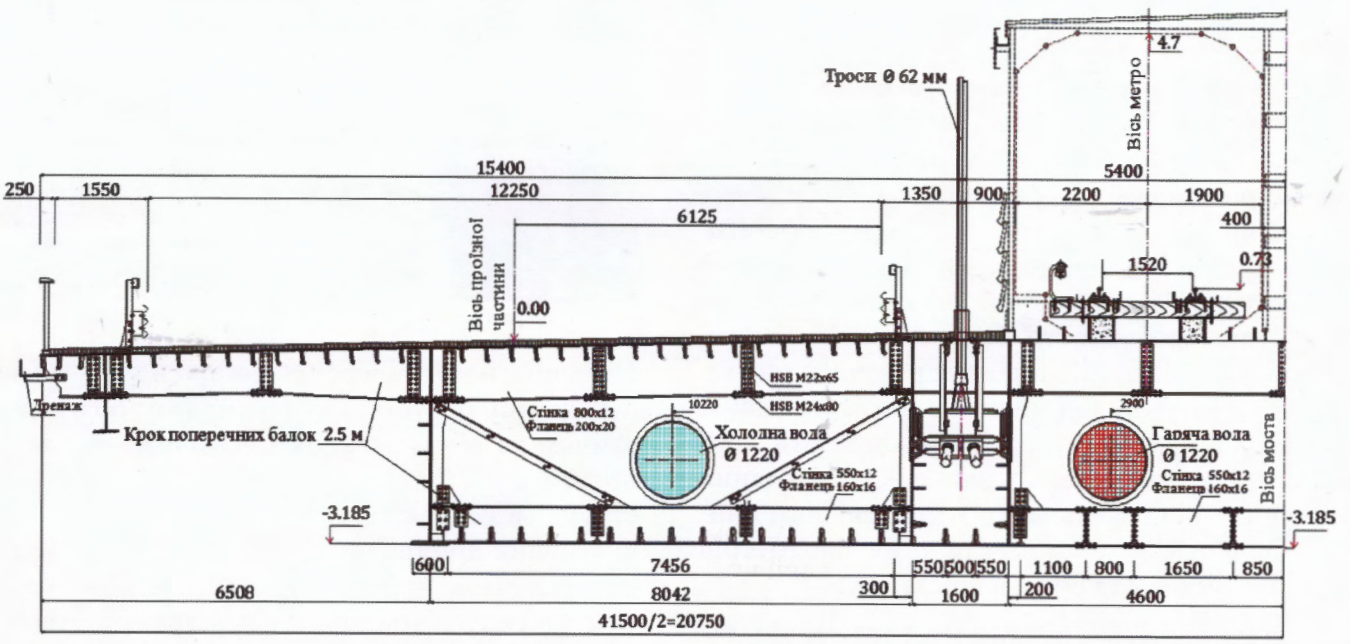


Рис. 2. Поперечний переріз моста в прогонах 11–12

ченні стрижневої конструкції найбільші деформації і напруження мають місце в периферійних зонах поперечного перерізу, найвіддаленіших від його центра. Оскільки рух основного автомобільного транспортного потоку, в т.ч. великовантажного, здійснюється на крайових ділянках його поперечного перерізу, то при дії на них сил ваги в конструкції мостового прогону виникають великі крутні моменти через малу базу тросів і малі полярні моменти інерції перерізу, що і призводить до суттєвих деформацій у крайових зонах моста. Цей факт може бути однією з причин підвищеного руйнування асфальтобетонного покриття в таких зонах. Для перевірки цього висновку необхідно було б у перспективі провести додаткове дослідження деформативності системи на основі глобального моделювання.

Можна відзначити також ще одну конструктивну особливість моста, що може бути, на думку авторів, причиною існуючих проблем. Вона пов'язана з використанням прийнятої конструкції ортотропної плити. Справа в тому, що в одному напрямі її згинальна жорсткість взагалі дорівнює жорсткості верхньої пластини, а в іншому напрямі плита має відкритий переріз у вигляді системи таврів, що слабо опираються згинанню і крученню (порівняно з двотаврами чи іншими закритими перерізами). Для перевірки несучої здатності цієї конструкції необхідно виконати глобальне моделювання всієї системи прогону.

Ще одним фактором, що викликає розшарування двошарової конструкції в цій зоні, є її термонапружений стан. Для перевірки можливості впливу термічних деформацій на руйнування асфальтобетонного покриття в зимовий період авторами було виконано скінченно-елементне моделювання температурних переміщень та напружень асфальтобетонного шару, що приєднаний до металевого полотна проїзної частини моста. Результати цих досліджень наведено нижче.

Скінченно-елементна модель конструкції моста. Скінченно-елементна схема виділеного елемента конструкції показана на рис. 3. При дискретизації вона розбивалась у площині *Oxy* на прямокутні скінченні елементи розміром 0,001875×0,001444 м^2. За такої дискретизації число всіх скінченних елементів виявилось таким, що дорівнює 201344, число всіх вузлів – 311787, усіх шуканих змінних – 726941. Розміри конструктивних елементів системи показані на рис. 4. Для більшої наочності скінченно-елементної дискретизації на рис. 5 приведена розрахункова скінченно-елементна сітка.

Дослідження термонапруженого стану системи виконане з урахуванням того, що конструкція є видовженою та має порівняно малу товщину, яка складає $h = 0{,}084$ м, що дало змогу застосувати ряд спрощень і допущень. Оскільки конструкція вільно обдувається повітрям і в зимовий час ефектом радіаційного сонячного нагріву системи можна знехтувати, то можна вважати, що при добових змінах навколишньої

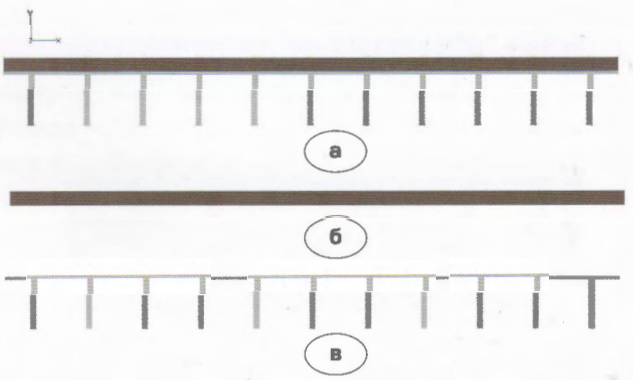


Рис. 3. Скінченно-елементна схема конструкції, виділеної для розрахунку:
а – загальний вигляд конструкції; **б** – фрагмент асфальтобетонного покриття; **в** – фрагмент ортотропної сталевої плити

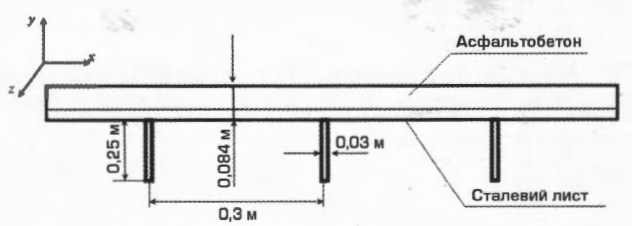


Рис. 4. Розміри конструктивних елементів

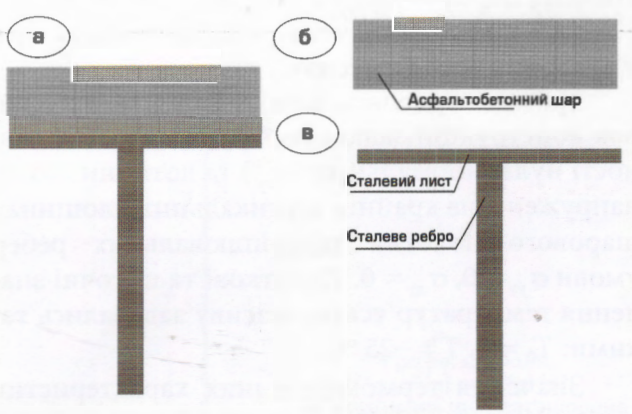


Рис. 5. Скінченно-елементна сітка розрахункової моделі:
а – фрагмент проїзної частини в зібраному вигляді; **б** – асфальтобетонний шар; **в** – частина ортотропної плити

температури температура верхнього (асфальтобетонного) та нижнього (металевого) шарів встигає вирівнюватись і по всій товщині пакета набуває однакових значень T. Завдяки цьому в даному випадку для покриття немає необхідності розв'язувати задачу теплопровідності та можна відразу використовувати скінченно-елементну модель для рівнянь термопружності кожного із шарів, в яких початкова температура дорівнює нулю, а її поточне значення $T(t)$, з певним наближенням, дорівнює температурі повітря. Модель представлена векторним співвідношенням [3 – 6]

$$\mu\nabla^2\mathbf{u}+(\lambda+\mu)\text{grad div}\,\mathbf{u}- \\ -(3\lambda+2\mu)\alpha_T\text{grad}(T-T_0)=0, \quad (1)$$

де λ і μ – ізотермічні параметри Ламе окремо для асфальтобетону і сталі; $\mathbf{u}(x, y, z)$ – вектор пружних переміщень; T – поточне значення температури; T_0 – початкова температура.

При цьому рівняння теплопровідності

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x_1^2}+\frac{\partial^2 T}{\partial x_2^2}+\frac{\partial^2 T}{\partial x_3^2}=\frac{1}{a}\frac{\partial T}{\partial t} \quad (2)$$

не враховуються зовсім.

Тоді доданок $(3\lambda+2\mu)\alpha_T\,\text{grad}(T-T_0)$ у рівнянні (1) також не враховується, хоча при цьому для системи, вільної від в'язей, його роль проявляється тільки за рахунок різниці значень коефіцієнтів теплового лінійного розширення α_T асфальтобетону та сталі.

Розв'язання рівнянь (1) здійснюється шляхом переходу до скінченно-елементних моделей [7]

$$[K_u]\{u\}=[L]\{T-T_0\}. \quad (3)$$

Тут $[K_u]$ – матриця жорсткості; $[L]$ – матриця, яка відображає вплив температури на переміщення елементів масиву; $\{u\}$ – вектор значень переміщень у вузлових точках моделі; $\{T - T_0\}$ – вектор значень різниць температури у вузлових точках масиву.

На всіх горизонтальних граничних площинах конструкцій задавались крайові умови рівності нулю нормальних (σ_{yy}) та дотичних (σ_{xy}) напружень, на крайніх вертикальних площинах шарового полотна підкріплювальних ребер умови $\sigma_{yy}=0$, $\sigma_{xy}=0$. Початкові та поточні значення температур усього масиву задавались такими: $T_0=0$, $T=-25$ °C.

Значення термомеханічних характеристик для дрібнозернистого асфальтобетону склали $E=5\cdot10^9$ Па, $\nu=0{,}2$, $\alpha_T=2{,}46\cdot10^{-5}$ K^{-1}; для сталі $E=2{,}1\cdot10^{11}$ Па, $\nu=0{,}3$, $\alpha_T=1{,}3\cdot10^{-5}$ K^{-1}.

Простий логічний аналіз показує, що оскільки коефіцієнт матеріалу верхнього шару $\alpha_T=2{,}46\cdot10^{-5}$ K^{-1} більший ніж коефіцієнт $\alpha_T=1{,}3\cdot10^{-5}$ K^{-1} сталі, верхній шар при охолодженні намагається скоротитися на більшу величину порівняно з нижнім шаром, то двошарова конструкція прагне набути форми дуги з опуклістю, спрямованою донизу.

Аналіз результатів скінченно-елементного моделювання. Розрахунки показали, що ділянки найбільш неоднорідних полів деформацій і напружень виникають на краях конструкції. Величина вертикального переміщення у центральній зоні конструкції порівняно невелика і має найбільші значення в крайових зонах. На рис. 6 у збільшеному масштабі показано поперечний переріз моста в деформованому стані. Можна відзначити, що функція прогинів має вигляд крайового ефекту, який є причиною концентрації напружень у цій зоні. На рис. 7 у кольоровому зображенні показані поля функцій напружень σ_x(а), σ_y(б), σ_z(в), σ_{xy}(г) у перерізі $z=\text{const}$ на лівій ділянці конструкції, яка виділена для ілюстрації. Праворуч від кожного поля наведена кольорова шкала значень напружень, що відповідають кожному кольоровому відтінку значення напружень, в Па. Як видно з рисунка, напруження σ_x дорівнюють нулю у вертикальній площині $x=\text{const}$ лівого краю, потім вони швидко зростають вздовж координати x до стаціонарних значень. На рисунку максимальні додатні значення цих напружень відмічені незалитим кружечком (розтяг), максимальні по модулю від'ємні значення – залитим кружечком (стиснення).

Заслуговує на увагу графік розподілення функції $\tau_{xy}(x)$ на поверхні контакту верхнього та нижнього шарів в околі лівого краю системи (рис. 8). Як видно, концентрація цієї функції має місце на краях конструкції, а потім вона швидко падає до нуля при наближенні до центральної частини.

Вигляд даної функції пояснює локальне викривлення конструкції в прикраєвих зонах (рис. 6). Все це також може бути однією із причин розшарування конструкції в цих зонах.



Рис. 6. Геометрія конструкції в деформованому стані (в збільшеному масштабі)

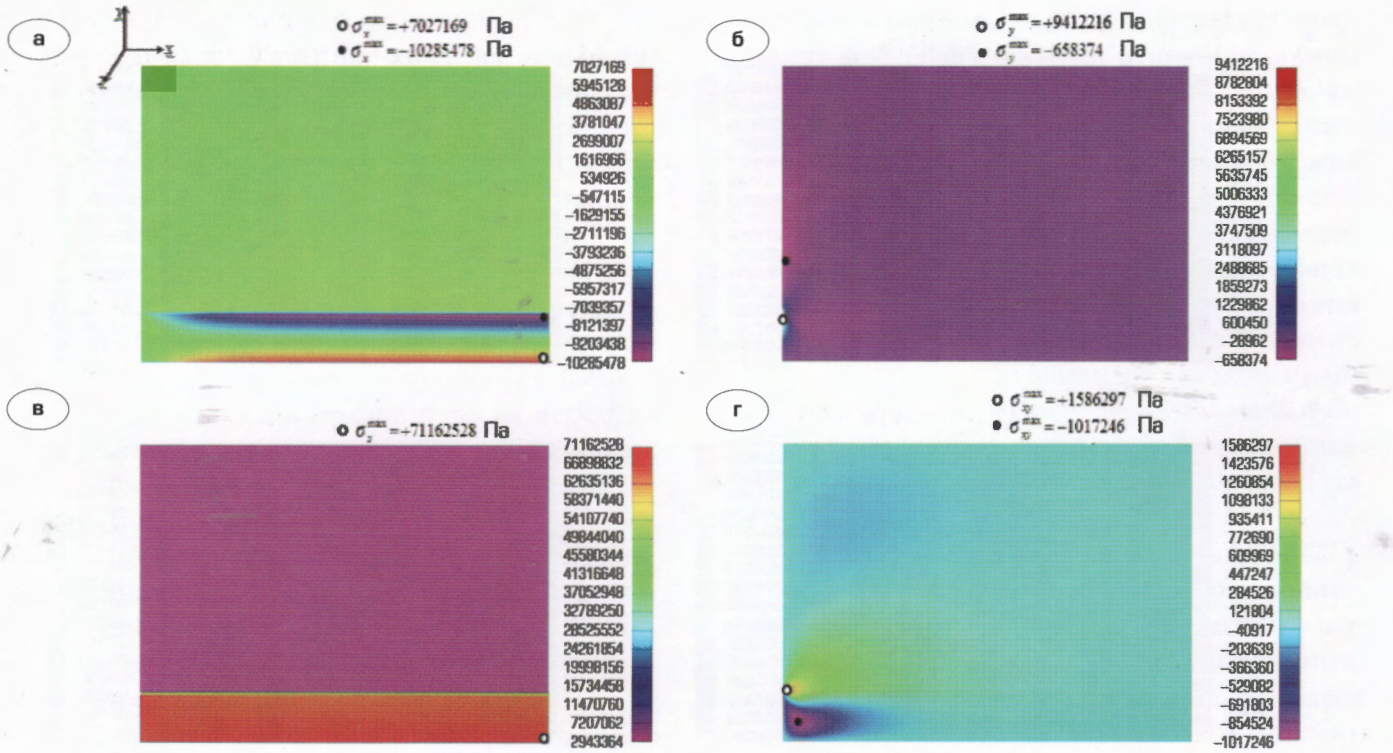


Рис. 7. Поля напружень σ_x (а), σ_y (б), σ_z (в), σ_{xy} (г) на ділянці конструкції, в околі її лівого краю

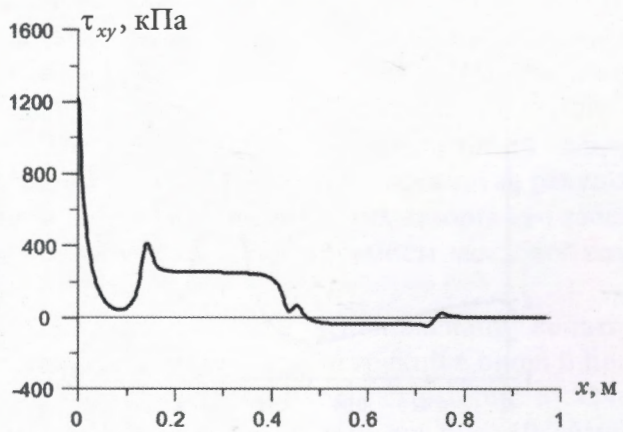


Рис. 8. Графік розподілення функції $\tau_{xy}(x)$ за координатою x на межі контакту асфальтобетону та сталі в околі лівого краю системи

Графік функції $\sigma_x(y)$ вздовж вертикалі в центральному перерізі конструкції, показаний на рис. 3, представлений на рис. 9, а. З нього випливає, що обидва шари конструкції полотна проїзної частини моста від даного температурного збурення знаходяться в стані майже чистого згину, оскільки функція $\sigma_x(y)$ є розривною в точці спряження шарів, і в межах кожного шару вона змінюється лінійно, причому інтеграл від цієї функції за змінною дорівнює нулю, тобто:

$$\int_{(H)} \sigma_x(y)dy = 0,$$

де H – повна товщина полотна.

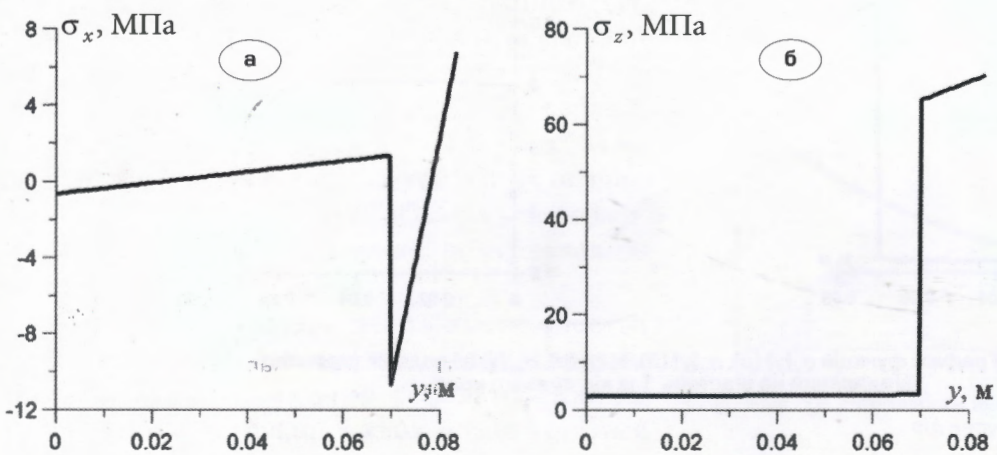


Рис. 9. Графік функцій $\sigma_x(y)$ (а) та $\sigma_z(y)$ (б) по вертикалі, що розташована в центральному перерізі конструкції

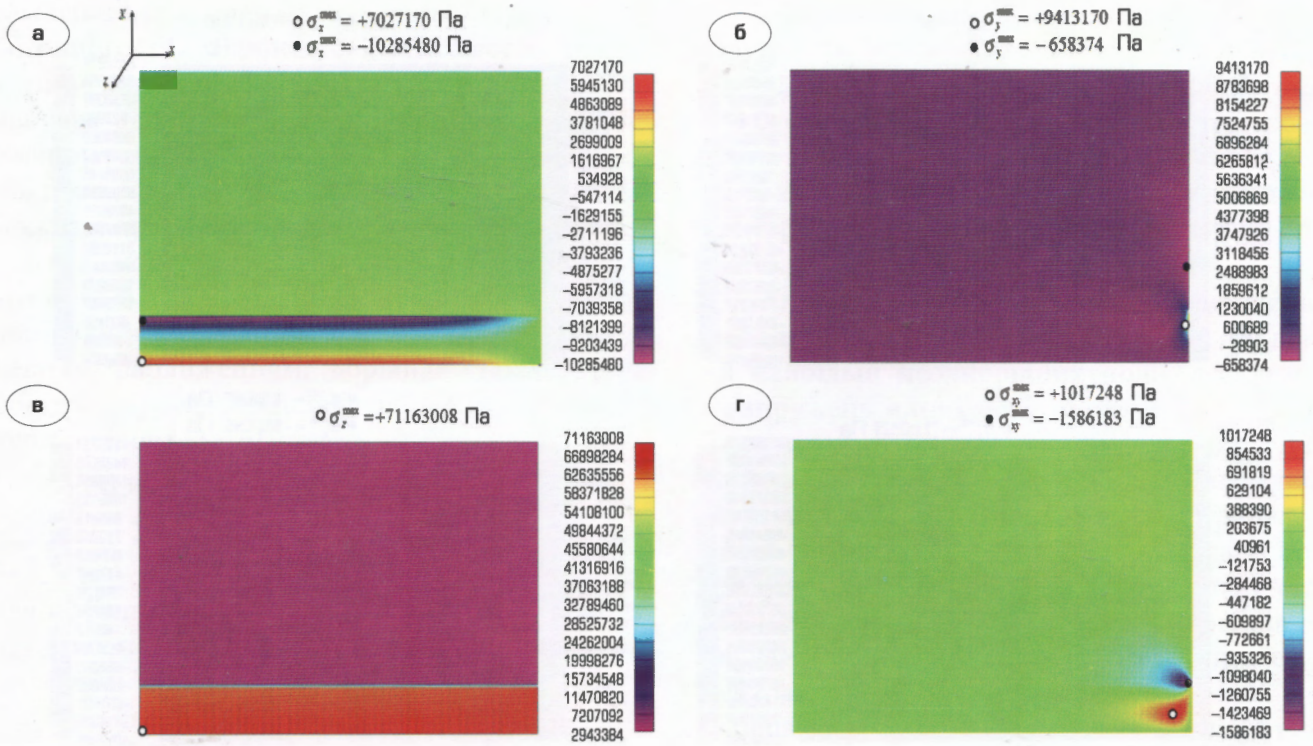


Рис. 10. Поля напружень σ_x (а), σ_y (б), σ_z (в), σ_{xy} (г) на ділянці конструкції, в околі її правого краю

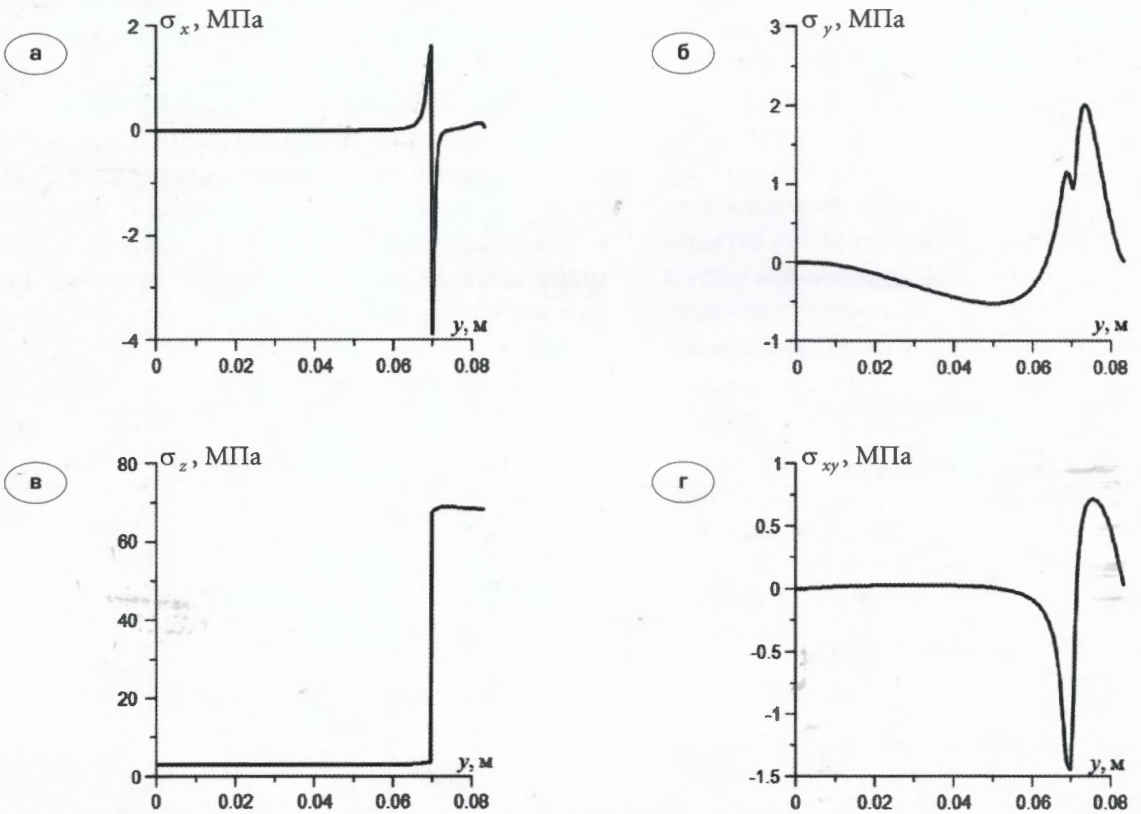


Рис. 11. Графіки функцій $\sigma_x(y)$ (а), $\sigma_y(y)$ (б), $\sigma_z(y)$ (в), $\sigma_{xy}(y)$ (г) вздовж вертикалі, віддалений на відстань 1 м від правого краю

У всій області покриття функція $\sigma_y(x, y)$ має порівняно малі значення, хоча на вільному краю (рис. 7, б) в точці спряження асфальтобетонного та сталевого шарів вона має концентрацію, яка сприяє розшаруванню конструкції в цій зоні. Враховуючи малість цієї функції в усій іншій зоні, на рис. 9 вона не наведена.

Напруження $\sigma_z(x, y)$ має найбільші значення (рис. 7, в), оскільки переміщення u_z вздовж осі z дорівнюють нулю та при охолодженні вся мостова конструкція зазнає граничних напружень, що розтягуються, якщо в ній не передбачена можливість вільної компенсації поздовжніх зусиль. Графік $\sigma_z(y)$ змін цієї функції за товщиною полотна в його центральному перерізі показаний на рис. 9, б. Такі поля відповідають також явищам розподілу розв'язувальних функцій в сингулярно збурених системах [1, 8, 9], коли вони мають вигляд крайових ефектів і локальних нерегулярностей.

Ця функція також зазнає розриву на площині з'єднання шарів, тому що розривна на цій площині також функція модуля пружності E й значення напружень у сталевому листі набагато переважають їх величини в асфальтобетонному шарі, так як модуль пружності сталі набагато більший ніж модуль пружності верхнього шару.

Необхідно зазначити, однак, що ці напруження можуть бути суттєво знижені за рахунок введення розвантажувальних зазорів або забезпечення поздовжньої рухомості мостової конструкції на опорах.

На рис. 10 представлені поля напружень σ_x, σ_y, σ_z, σ_{xy} на ділянці конструкції в околі її правого краю на розрахунковій схемі (рис. 3). Очевидно, що поля напружень на рис. 10 симетричні відповідним полям на рис. 7, що свідчить про достатню точність проведених обчислень.

На рис. 11 подані графіки функцій $\sigma_x(y)$, $\sigma_y(y)$, $\sigma_z(y)$, $\sigma_{xy}(y)$ вздовж вертикалі, віддаленій на відстань одного метра від правого краю. Тут суттєвий інтерес має функція $\sigma_{xy}(y)$. На верхній і нижній вільних поверхнях ($y = 0$ та $y = 0{,}084$ м) ця функція дорівнює нулю, в той час як на площині поділу шарів ($y = 0{,}07$ м) вона має максимальне значення, що сприяє розшаруванню конструкції в цій площині.

Наведені результати дають змогу оцінити рівні температурних напружень і виділити найбільш небезпечні місця в асфальтобетонних фрагментах конструкції, в яких можуть статися руйнування. В загальному випадку задача щодо міцності має розв'язуватися з використанням методів теорії термов'язкопружності (термов'язкопластичності). Розв'язок цієї задачі має значні теоретичні та практичні труднощі. Можна лише сприйняти загальні припущення, що стосуються даного питання та пов'язані з виділенням в'язкого та крихкого руйнування матеріалів [6]. Для одного й того ж матеріалу руйнування може бути крихким – для високих напружень та нетривалого часу, та в'язким – для малих напружень та тривалого часу. Існують діапазони напружень і часу, для яких руйнування є змішаним: поєднуються особливості й в'язкого та крихкого руйнування.

Типова схема випробувань на довготривалу міцність така: декілька зразків піддають впливу навантажень різного значення та фіксують час руйнування для кожного значення напруження. Таким чином виходить діаграма довготривалої міцності. Залежність деформації ε в момент руйнування від часу t_* схематично показана на рис. 12.

Отже, якщо покласти, що температура навколишнього середовища фіксована та залишається постійною, то і температурні деформації в асфальтобетоні залишаються постійними. Тоді час руйнування асфальтобетону визначається рівнем термонапружень. По-перше, ці напруження σ_z розтягувальні та орієнтовані в напрямку осьової лінії моста. Вони призводять до появи поперечних тріщин.

По-друге, це нормальні напруження σ_x у поперечному напрямі, які працюють в комбінації з дотичними напруженнями τ_{xy} та мають найбільші значення на площині контакту асфальтобетонного та сталевого шарів у зонах, що примикають до лівого та правого країв моста.

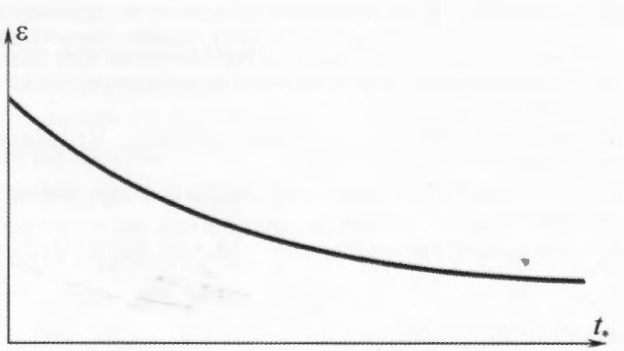


Рис. 12. Залежність деформації ε в момент розриву від часу t_* руйнування

Така комбінація напружень призводить до розшарування конструкції в цій зоні та появи в ній поздовжніх тріщин. Вона ж є причиною найбільшого загального викривлення конструкції в цих зонах (рис. 6). Як уже зазначено, такі ефекти проявляються тим більш помітно, чим вищий рівень напружень (тобто $T - T_0$) і чим довше цей рівень зберігається. Оскільки несприятливі зони переважно знаходяться на краях моста (рис. 7, 8), можна очікувати, що в них в першу чергу ініціюються і руйнування асфальтобетонного покриття. Причому найбільш інтенсивно вони відбуваються в зимовий період під час сильних та тривалих морозів.

Висновки.

Аналіз конструктивної схеми моста та термонапруженого стану асфальтобетонного покриття, виконаний за спрощеною схемою, дає змогу дійти наступних висновків:

1. Можна припустити, що міст має знижену жорсткість на кручення, оскільки база тросової системи мала (10,8 м), а загальна ширина моста велика (41,5 м). Окрім того переріз моста має невеликий момент інерції при крученні. Для такої конструктивної схеми найбільші деформації і напруження при крученні виникають у крайових зонах моста.

2. Розрахунок навіть за спрощеною постановкою задачі термопружності свідчить, що в умовах зимового сезону найбільші температурні вигини моста також мають місце в його крайових зонах (рис. 6), в яких спостерігаються розшарування. Тут бажано отримати дані щодо початку утворення тріщин і місць їх локалізації за довжиною та шириною прогону, а також їхні орієнтації.

3. У цих же зонах генеруються і найбільші дотичні напруження між асфальтобетоном і металом, які також сприяють розшаруванню.

4. Оскільки, як показали розрахунки, важливим чинником, що впливає на зростання термонапружень, є різниця в значеннях коефіцієнтів теплового лінійного розширення асфальтобетону та сталевих фрагментів конструкції моста, бажано підбирати матеріал покриття зі значенням коефіцієнта теплового розширення, що наближається до його значення для сталі. Тут міг би бути корисним досвід регулювання різниці в значеннях теплового розширення, що використовується в механіці композитів.

5. Для перевірки достовірності сформульованих припущень мають бути виконані більш точні розрахунки за повнішими розрахунковими схемами, які включають основні несучі підконструкції моста.

Автори виражають вдячність професору В.І. Гуляєву за консультації та обговорення результатів.

[1] *Гуляєв В.І.* Дослідження термонапруженого стану конструкцій дорожнього одягу/В.І. Гуляєв, В.В. Гайдайчук, В.В. Мозговий, Ю.О. Заєць, Л.В. Шевчук // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2017. – № 1. – С. 6–12.

[2] *Гайдайчук В.В.* Моделювання напружено-деформованого стану конструкції дорожнього одягу під дією транспортних навантажень / В.В. Гайдайчук, В.В. Мозговий, Ю.О. Заєць, Л.В. Шевчук // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2017. – Вип. 99 – С. 45–57.

[3] *Коваленко А.Д.* Основы термоупругости. – К.: Наукова Думка, 1970. – 239 с.

[4] *Новацкий В.* Динамические задачи термоупругости. – М.: Мир, 1970. – 256 с.

[5] *Новацкий В.* Теория упругости. – М.: Мир, 1975 – 872 с.

[6] *Гудрамович В.С.* Теория ползучести и ее приложения к расчету элементов тонкостенных конструкций. – К.: Наукова думка, 2005. – 221 с.

[7] *Перельмутер А.В.* О влиянии изменения жестокостей на перераспределение усилий в статически неопределимой системе / А.В. Перельмутер // Строительная механика и расчет сооружений. – 1974. – № 5. – С. 64-67.

[8] *Чанг Н., Хауэс Ф.* Нелинейные сингулярно возмущенные краевые задачи. – М.: Мир, 1988. – 247 с.

[9] *Shishkin G.I.* Method of splitting for singularly perturbed parabolic equations // East-West J.Numer. Math. – 1993. – V.1, № 2. – P. 147–163.

Надійшла 31.01.2019 р.

СОВРЕМЕННЫЕ ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИЕ ТЕХНОЛОГИИ В ФОРМООБРАЗОВАНИИ АРХИТЕКТУРЫ ЗДАНИЙ



Моради Пур Омид
аспирант Киевского национального университета строительства и архитектуры

Одной из главных проблем современной строительной отрасли является энергообеспечение. Передовые технологии позволяют свести к минимуму объемы отходов и максимально повысить показатели энергоэффективности проектируемых зданий и комплексов. Однако, в последние годы наметился значительный разрыв между теорией и практикой энергосбережения в строительстве. Возникла острая потребность в разработке конкретных требований к организации архитектурного пространства.

С научной точки зрения для архитекторов всего мира сегодня важными являются вопросы формообразования в архитектуре зданий энергосберегающих технологий (ЭСТ). Например, как повлияют элементы оборудования четырех основных видов возобновляемой энергии (ветра, солнца, воды и земли) на функционально-планировочные и объемно-пространственные решения зданий. Проблема состоит в том, что сами ученые-энергетики не дают пока достоверно точного ответа на главный вопрос – какое оборудование, в каком количестве и где необходимо размещать по отношению к зданию? Эта проблема порождает острую необходимость в скорейшей доработке научных основ энергосбережения и в формировании оптимальной номенклатуры помещений и оборудования. В свою очередь, необходимо также обосновать количественные и качественные параметры размещения подобного оборудования по отношению непосредственно к зданиям или к комплексу зданий. Общеизвестно, что существует три основные вида архитектуры (гражданская, промышленная и жилая), из которых именно жилье остро нуждается в скорейшей разработке рекомендаций по размещению оборудования относительно проектируемых и реконструируемых зданий. Можно предположить, что в ближайшие годы интенсивно будут развиваться оба эти направления.

Энергосбережение зданий в условиях нового строительства важно в силу следующих причин:

- строительство жилых зданий получило особый импульс в своем развитии за последние 20–25 лет на фоне резкого падения промышленного и гражданского строительства в Украине;
- устаревший жилой фонд и новое строительство остро требуют новых технологий в комплексном энергосбережении и энергообеспечении на фоне значительного удорожания традиционных энергоносителей;
- в последние 10 лет наметился критический разрыв между современной наукой и устаревшей практикой в области строительства энергосберегающих зданий.

Именно поэтому ученым-архитекторам необходимо в кратчайшие сроки разработать системные рекомендации по размещению энергосберегающего оборудования по отношению к отдельно стоящему зданию или к целому жилому микрорайону. Это позволит выйти на номенклатуру оборудования, необходимых помещений, а через них – на оптимальные функционально-планировочные и объемно-пространственные решения жилых помещений и зданий.

Очевидно, что энергосберегающие технологии необходимо рассматривать лишь в комплексе с такими современными понятиями, как «экодом», «пассивный дом», «разумный дом» и т.п., поскольку они позволят в будущем сформировать оптимальные требования к энергоэффективному оборудованию, размещаемому в здании и в непосредственной близости от него. Для современных зодчих очень важными являются вопросы влияния размещаемого оборудования на организацию объемно-пространственных решений, функционально-планировочных схем и принципов градостроительной организации пространства жилой среды. Безусловным является тот факт, что нынешний уровень развития энергосберегающих технологий в мире не позволяет значительно уменьшить граничные габариты специального оборудования. Так, эффективность солнечного оборудования напрямую зависит от площади солнечных

© Моради Пур Омид

батарей, а ветрового – от большего количества ветровых установок. Причем, многие ученые утверждают, что через 10–15 лет уровень развития нано-технологий значительно возрастет и солнечная батарея величиной с современный мобильный телефон сможет обеспечивать электроэнергией и теплом целый поселок на протяжении всего года. Главными проблемами современного энергоэффективного оборудования являются недоработки систем сбора, преобразования, хранения и передачи тепла и энергии на значительные расстояния.

Примером решения этой проблемы в области архитектуры жилья является биоклиматический жилой дом из панелей Rainbow ecosystem. Первое в Украине (г. Очаков) жилое пассивное экоздание соответствует концепции значительной экономии энергии и тепла. Биоклиматический дизайн зданий позволяет эффективно использовать энергию солнца зимой и летом. Исследования показали, что наиболее эффективными и распространёнными являются технологии использования солнечной энергии (более 62 %); ветровой энергии (28 %); энергии воды (7 %); энергии земли (менее 3 %). Экопанели обеспечивают комфорт в течение всего года благодаря высокой степени сжатия (прессования) соломы и её оптимальной толщины (40 см). Быстровозводимые самонесущие конструкции имеют ряд преимуществ: превосходную теплоизоляцию, здоровую экосреду, звукоизоляцию, пожароустойчивость, прочность, антипаразитные покрытия, модульность, оптимальное соотношение «цена–качество». Из эффективных материалов выполнены панели: свайного фундамента, пола, перекрытия, крыши, стен, подоконной и надоконной панелей, вентилируемой крыши и т.п.

Основные виды систем пассивного солнечного обогрева по исследованиям Н.П.Селиванова, С.В.Зоколея

		Варианты системы		Элементы активного восприятия энергии
Прямое излучение		Боковое облучение	Верхнее облучение	Пол
Прямое излучение	Массивные стены	Стена "Тромба-Мишеля"	Комната оранжерея с массивной стеной	Стена и крыша
Прямое излучение	Водоналивные стены	Стена с водонаполнительных контейнеров	Термодиод	Стена
Прямое излучение	Водоналивные крыши	Система "Скайтерм"	Водоинерционный потолок	Покрытие

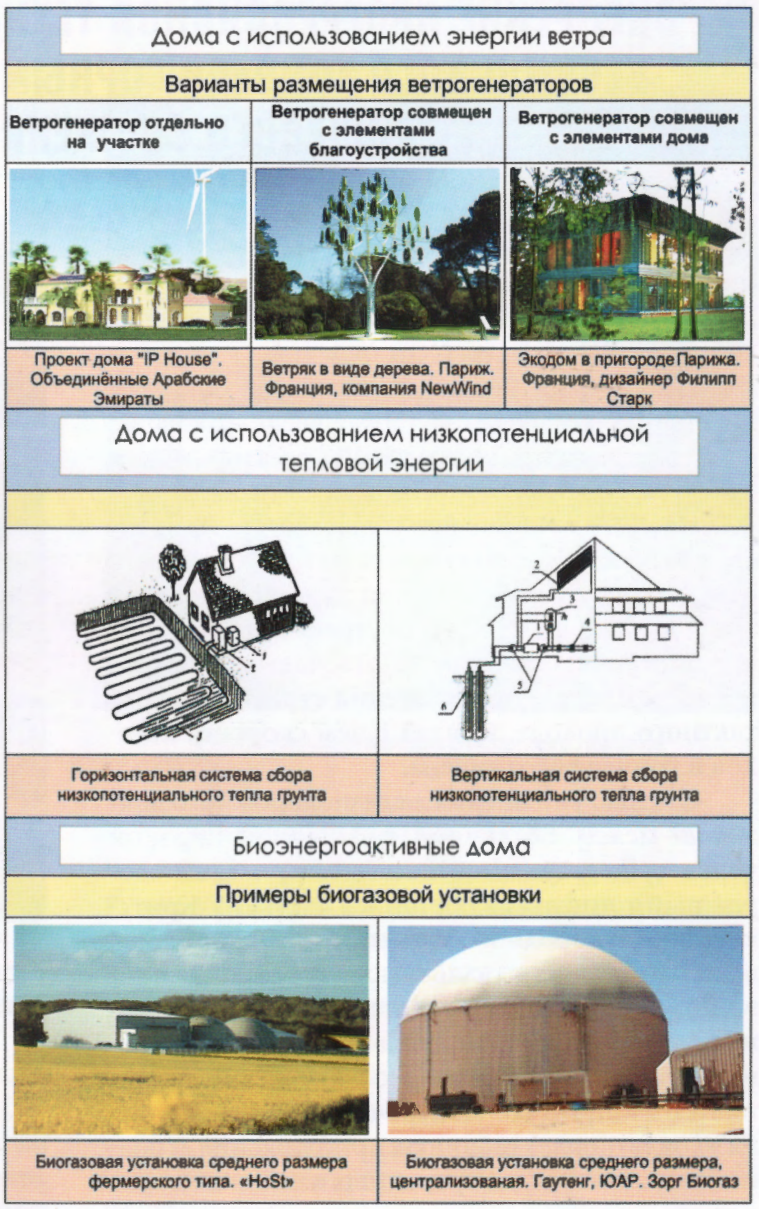
Многие компании предлагают широкий перечень специализированного оборудования (производства южнокорейских, китайских, японских и европейских фирм):

- сетевые инвекторы (брендов Huawei, ABB);
- трекеры и крепления;
- поликристаллические солнечные фотопанели (Ja solar, Perlight, Amerisolar, Idea pro, мощностью 260–320 Вт).

Одной из нескольких десятков фирм, представляющих комплексные решения в строительстве солнечных электростанций, является «Solar Invest Group».

Параллельно с главной триадой в архитектуре (польза–прочность–красота), определяющей критерии оценки проектных решений, существует важнейшее положение: «форму

определяет функция». Именно это является главной формулой функционального метода проектирования, доминирующего в зодчестве постмодернизма. Особенно это касается зданий, запроектированных с особыми требованиями к энергосбережению, поскольку в будущем технологии могут динамично изменяться, а архитектура с её громоздкими изобразительными средствами постоянно может отставать от прогрессивных нововведений в науке и технике. Например, непосредственно в наше время, ноу-хау и передовые технологии сделали значительный прорыв вперёд, однако широкого внедрения в массовое производство строительных материалов и осуществление самих строительных работ они пока не получили. Это связано частично с тем, что строительство всегда медленно реагировало на новшества и технические нововведения из-за слабой строительной базы и отсутствия необходимых стройматериалов. Пока этот вопрос решался, строительные технологии снова «уходили на шаг вперёд», и архитектурная наука вынуждена была искать новые пути решения проблемы связи теории и практики в единое целое.



Особенно это актуально сейчас, когда теоретические основы энергосбережения непосредственно коснулись производства конкретного энергоэффективного оборудования для строительства, а динамика развития современных технологий подсказывает, что темпы подобного развития будут только увеличиваться. Это означает, что ученым, занимающимся энергосбережением в архитектуре, необходимо в комплексе рассматривать вопросы компактности и энергоэффективного оборудования, и его оптимального размещения, и совершенствования производства самих строительных и эксплуатационных работ.

Таким образом, на данном историческом этапе исследователям в области энергосбережения в архитектуре необходимо детально исследовать проблему и разработать комплексные рекомендации по проектированию энергоэффективного оборудования, которые одновременно затрагивали бы и вопросы размещения оборудования, и вопросы градостроительного размещения жилых зданий с ЭСТ в структуре жилых микрорайонов, и вопросы дизайна, выплывающие из принятых объёмно-пространственных и функционально-планировочных решений. Наука должна дать четкий ответ на главный вопрос – какое ЭС-оборудование и где необходимо размещать по отношению к зданию, а также – как может повлиять его размещение на формирование гармоничной архитектурной среды.

Надійшла 28.12.2018 р.

ВНЕДРЕНИЕ ПРОГРЕССИВНОЙ ТЕХНОЛОГИИ ПРИ СООРУЖЕНИИ БЕСКИДСКОГО ТОННЕЛЯ ГОРНЫМ СПОСОБОМ В УСЛОВИЯХ ФЛИШЕВОГО СЛОЖЕНИЯ ГЕОМАССИВА



С.Н. Стовпник
заведующий кафедрой геоинженерии Национального технического университета Украины «Киевский политехнический институт имени Игоря Сикорского», к.т.н.



Н.В. Зуевская
профессор кафедры геоинженерии Национального технического университета Украины «Киевский политехнический институт имени Игоря Сикорского», д.т.н., профессор



А.С. Осипов
инженер проектного института «Укрспецтоннельпроект», аспирант кафедры геоинженерии Национального технического университета Украины «Киевский политехнический институт имени Игоря Сикорского»

В ноябре 2013 года на Восточном портале Бескидского тоннеля в торжественной обстановке был дан старт началу проходки двухпутного железнодорожного тоннеля на перегоне между ст. Бескид и ст. Скотарское.

Генеральный подрядчик масштабного транспортного сооружения – «Строительная ассоциация «Интербудмонтаж», генеральный проектировщик – проектный институт «Укрспецтоннельпроект».

На железнодорожном участке ст. Львов – ст. Ужгород расположено восемь двухпутных и один однопутный Бескидский железнодорожный тоннель длиной 1750 м, построенный в 1886 г. Его поперечное сечение не отвечает требованиям по габаритам приближения строения и контактного провода, в связи с чем скорость поездов в тоннеле ограничена.

С целью улучшения железнодорожного движения между Восточной и Западной Европой через существующий Бескидский железнодорожный тоннель, являющийся частью V Критского международного транспортного коридора, в настоящее время осуществляется строительство нового двухпутного железнодорожного тоннеля длиной 1764,5 м. В плане он запроектирован на расстоянии 30 м (в осях) от существующего однопутного. Поперечное сечение тоннеля удовлетворяет габариты приближения строений для электрофицированных железных дорог с учетом конструкции пути и водоотвода. Продольный профиль пути в тоннеле – односкатный с уклоном 3‰ и 12‰. Железнодорожный тоннель запроектирован в обделке из монолитного железобетона подковообразного очертания с обратным сводом. Армирование обделки тоннеля и эвакуационных сбоек предусмотрено плоскими сварными каркасами, объединенными в пространственную конструкцию (в пределах отсека между антисейсмическими деформационными швами) при помощи стержней продольной (распределительной) арматуры.

С учетом гидрогеологических условий участка строительства, а также прогнозируемых водопритоков, для исключения проникновения в тоннель грунтовых вод по всей его длине предусмотрена замкнутая гидроизоляция из водонепроницаемой поливинилхлоридной мембраны толщиной 2 мм с заобделочным дренажем из геотекстиля толщиной 4 мм.

Предусмотрено сооружение ниш и камер, расположенных соответственно через 60 м и 300 м в шахматном порядке с каждой стороны по всей длине тоннеля, а также трех соединительных сбоек между строящимся и существующим тоннелями для его обслуживания во время эксплуатации и возможной эвакуации людей.

Существующий однопутный железнодорожный тоннель после введения в эксплуатацию нового двухпутного тоннеля будет служить эвакуационным тоннелем.

Участок строительства географически представляет часть Восточных (Украинских) Карпат на границе между Львовской и Закарпатской областями. Территория участка строительства горная, высоты находятся в диапазоне от 718 м до 1014 м над уровнем моря. Строящийся тоннель расположен в районе Главного Карпатского хребта. Горы сложены флишевой толщей мелового и третичного возраста. Флишевая толща характеризуется типичными равномерными наслоениями из толстоплитчатых песчаников и аргиллитов. Мощность аргиллитовых толщ

 © Стовпник С.Н., Зуевская Н.В., Осипов А.С.

варьируется от нескольких сантиметров до нескольких метров. Угол падения пород в среднем составляет 45° в юго-западном направлении. Коэффициент крепости пород по Протодьяконову колеблется от $f_{кр} = 2$ до $f_{кр} = 8$.

Сейсмичность территории строительства составляет по шкале MSK-64 (Додаток Б к ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України») согласно карте ОСР-2004-С – 8 баллов с периодом повторяемости сотрясений один раз в 5000 лет (вероятность превышения сейсмической интенсивности в течение 50 лет – 1 %).

Для врезки тоннеля, организации строительной площадки на период сооружения и устройства железнодорожных путей на проектных отметках на период эксплуатации на Восточном и Западном порталах Бескидского тоннеля были выполнены подпорные стены из буронабивных железобетонных свай ∅ 800 мм. Шаг, длина свай и процент армирования назначены в соответствии с расчетом.

Протяженность припортальных подпорных стен у Восточного портала составляет 73,8 м. Высота торцевой стены – 13,6 м. Общая длина стен Западного портала – 195,4 м.

Для отвода реки Веча на Западном портале над ростверком подпорной стены предусмотрен быстроток (монолитное железобетонное русло сечением 3,6 м × 3,0 м) с последующим пропуском воды под железнодорожными путями двухочковой трубой сечением 4 м × 2 м.

В связи с удаленностью участка строительства от объектов стройиндустрии создана основная временная строительная площадка на Восточном портале, имеющая комплекс сооружений и зданий, обеспечивающих нормальный процесс строительного производства в забое и на поверхности (рис. 1).

Из-за большого перепада высот в районе стройплощадки (~до 30 м) для общей организации рельефа по строительной площадке была выполнена отсыпка грунта в объеме 135000 м^3. Площадь стройплощадки – 29130 м^2 (~3 Га).

В процессе отсыпки стройплощадки были сооружены водопропускные трубы сечением 2 м × 2 м общей длиной 259 м, выполнено: устройство русла реки Опорец из матрасов «Рено» сечением 6 м × 2 м × 0,3 м длиной 78 м, а также ограждающих стен из габионов высотой до 6 м общей длиной 311 м.

Постройка временных зданий и сооружений выполнена с учетом их технологического назначения, противопожарных и санитарных норм.



Рис. 1. Стройплощадка Восточного портала

Для транспортировки материалов на стройплощадку проложены временные железнодорожные пути как на Восточном, так и на Западном порталах, а также подъездная автомобильная дорога к стройплощадке на Восточном портале длиной 0,9 км, а на Западном – 2,2 км.

Для обеспечения директивных сроков строительства, требующих укладки больших объемов бетона в определенные сроки, обеспечивается бесперебойная поставка бетона с БСУ (бетоносмесительного узла), расположенного на стройплощадке Восточного портала.

Разработанный грунт при проходке тоннеля транспортируется автотранспортом в район отвала грунта на Восточном портале, объем которого составляет 242 тыс. м^3.

Проходка двухпутного железнодорожного тоннеля сечением 120 м^2 предусмотрена способом нижнего уступа со стороны Восточного портала. В январе 2016 года с опережением графика была выполнена проходка калотты, и состоялся выход забоя на Западный портал. Проходка калотты выполнялась по технологии NATM с разработкой грунта буровзрывным способом на полное сечение. Крепление калотты осуществлялась решетчатыми арматурными арками, омоноличенными набрызгбетоном толщиной 300 мм в комплексе с самозабуривающими анкерами SDA R32S длиной 4 м сразу после раскры-

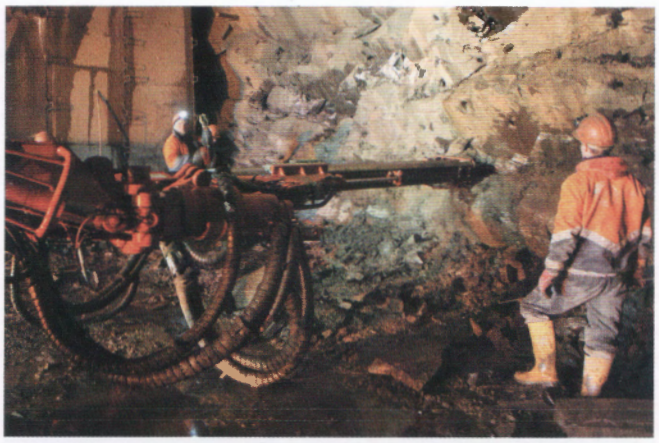


Рис. 2. Проходка калотты.
Выполнение буровзрывных работ. Бурение шпуров



Рис. 3. Проходка калотты.
Установка арок временной крепи

тия выработки. Проходка нижнего уступа осуществлялась на полное сечение заходками 3 м с разработкой грунта буровзрывным способом, с оставлением берм под пятами временной крепи калотты. Бермы дорабатывались гидромолотом с установкой временной набрызгбетонной крепи в сочетании с анкерным креплением стен выработки (рис. 2, 3, 4).

Мощное мобильное оборудование, контурная крепь из набрызгбетона в сочетании с анкерами, четкая организация труда в забое обеспечили следующие темпы проходки: калотты – до 90 м/месяц; нижнего уступа – до 200 м/месяц.

Постоянная тоннельная обделка возводилась с применением передвижной металлической опалубки «CIFA» заходками по 12 м с устройством деформационных швов (рис. 5). Предварительно перед бетонированием обделки выполнялась пленочная гидроизоляция из ПВХ мембраны Sikaplan WP 1100-20HL. Монтаж арматуры постоянной обделки производился со специальной тележки. Работы выполнялись согласно утвержденному графику строительства.



Рис. 4. Проходка калотты. Нанесение набрызгбетона на контур выработки и лоб забоя

Выводы.

Технологическая схема проходки и сооружения постоянной обделки, разработанная коллективом инженеров «Укрспецтоннельпроект» для данных инженерно-геологических условий, включает в себя не только все технические процессы от проектирования до сооружения постоянной обделки тоннеля, но и решает транспортные проблемы по вывозу, складированию породы и доставке материалов на объект.

Внедрение прогрессивных технологий позволило:

- максимально механизировать и автоматизировать большую часть элементов проходческого цикла;
- достичь высоких темпов при высоком качестве строительных работ;
- обеспечить технологическую безопасность;
- снизить негативное воздействие на окружающую среду.



Рис. 5. Смонтированная передвижная опалубка на Восточном портале

Надійшла 10.10.2018 р.

ЗАСТОСУВАННЯ ЗОЛОШЛАКОВИХ ВІДХОДІВ ДЛЯ ВИРОБНИЦТВА БУДІВЕЛЬНОЇ КЕРАМІКИ



І.С. Суббота
доцент кафедри хімічної технології кераміки та скла Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», к.т.н., доцент



Л.М. Спасьонова
доцент кафедри хімічної технології кераміки та скла Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», к.х.н., доцент



Т.І. Булка
асистентка кафедри хімічної технології кераміки та скла Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського»



М.І. Токова
студентка кафедри хімічної технології кераміки та скла Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського»

Наразі в Україні майже 70 % електроенергії виробляють 15 найбільших теплових електростанцій (ТЕС), робота яких супроводжується багатьма екологічними проблемами для довкілля. В першу чергу, це відходи, що забруднюють навколишнє середовище, перевищуючи всі допустимі норми вмісту завислих речовин у повітрі. Крім того відходи майже всюди зберігаються на прилягаючих територіях у відкритому вигляді на промислових майданчиках без використання засобів пиловловлення, а в деяких випадках і на родючих землях, зменшуючи таким чином площі для землекористування.

Згідно з статистичними даними, на ТЕС України щорічно утворюється більше 15 млн. т золошлакових відходів, а загальна кількість їх у відвалах складає більше 250 млн. т [1]. Обсяг виробництва золошлакових відходів у світі в 2000 р. сягав 480 млн. т, у теперішній час це майже 600 млн. т [2]. Тому актуальним залишається пошук шляхів їх іммобілізації з метою зменшення негативного впливу на довкілля.

Застосування керамічних матеріалів забезпечує абсолютно унікальне поєднання довговічності будівельних конструкцій, їх високих теплозахисних властивостей з дотриманням оптимального режиму вологості житлових приміщень. Ці властивості кераміки забезпечуються завдяки використанню природних глинистих сировинних матеріалів.

При виробництві будівельної кераміки глиниста сировина практично не застосовується у чистому вигляді. Як домішки використовують різні матеріали, що покращують формувальні або сушильні властивості, підвищують міцність і морозостійкість, покращують колір виробів і умови випалу. Для підвищення якості випалу найчастіше використовують золи ТЕС, шлаки, вугілля тощо [3].

У даній роботі вивчена можливість застосування золи Придніпровської ТЕС як опіснюючої і вигоряючої домішки.

Золошлакові відходи, що утворюються в результаті спалювання вугілля, мають різний склад, структуру і властивості. Як правило, золошлакові відходи містять 35 % шлаку і 65 % пилоподібної золи і складаються з SiO_2, Al_2O_3, FeO. Крім мінеральних речовин вони містять і органічну складову, що дає змогу використовувати їх у виробництві керамічної цегли як добавки, що збільшує тріщиностійкість виробів. Золошлакові відходи можуть також використовуватися як опіснюючі та вигоряючі домішки [2].

Мікроскопічне дослідження золи Придніпровської ТЕС показало, що до її фазового складу входять глинисті агрегати в кількості 22 %, склоподібна речовина – 50 % і кристалічні фази. Склоподібна речовина золи є продуктом термохімічного впливу на мінеральну частину палива. Її частки, як правило, мають правильну сферичну форму, можуть бути суцільні або порожнисті.

© Суббота І.С., Спасьонова Л.М., Булка Т.І., Токова М.І.

Таблиця 1

Хімічний склад золошлакових відходів Придніпровської ТЕС

Найменування	Склад оксидів, мас. %								
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	TiO_2	$K_2O + Na_2O$	SO_3	Впп
Відходи Придніпровської ТЕС	53,65	20,39	7,21	3,7	1,12	0,77	1,29	1,62	10,25

Таблиця 2

Склади досліджуваних керамічних мас

Компоненти	Склад керамічних мас, мас. %						
	1	2	3	4	5	6	7
Лесоподібний суглинок	97	70	60	50	40	30	20
Золошлакові відходи	3	30	40	50	60	70	80

Склоподібна фаза досліджуваної золи Придніпровської ТЕС неоднорідна і представлена зернами неправильної форми з гострими гранями розміром від 0,3 мм до 10 мм. Значна частина зерен має пори різних розмірів, що утворилися в результаті різкого випаровування при попаданні шлаку в воду. Іноді зустрічаються також великі включення розміром до 40 мм. Жовтуватого кольору склоподібній фазі надають оксиди заліза.

Результати хімічного аналізу показують, що відходи складаються з оксидів: SiO_2, $A1_2O_3$, Fe_2O_3, CaO, MgO, SO_3 (табл.1).

Мінералогічний склад золи Придніпровської ТЕС містить муліт, гематит, магнетит. SiO_2 представлений різними модифікаціями кварцу у вигляді безбарвних кристалів розміром до 0,14 мм. Дрібні зерна кварцу частково оплавлені і мають округлу форму. Насипна об'ємна маса кварцу – 900 кг/м^3, щільність – 2180 кг/м^3, питома поверхня – 3900 см^2/г.

Для можливості використання золошлакових відходів у виробництві цегли вивчалися склади керамічних мас, які наведені в таблиці 2.

Важливою особливістю золошлакових відходів є теплотворна здатність, що дозволяє використовувати їх як паливовмісні матеріали.

Золошлакові відходи, які використовуються для виробництва керамічних матеріалів пластичним способом, мають відповідати таким вимогам:

- вміст сірки в перерахунку на SO_3 повинен бути не більше 2 %;
- вміст палива, що не згоріло, не повинен перевищувати 10 %;
- вміст Al_2O_3 повинен бути не менший 15 %, так як матеріал, що містить менше 15 % Al_2O_3, має низьку міцність [2].

Керамічну масу для досліджень готували методом пластичного формування при вологості 18 % – 22 %. Зразки для досліджень формували на вакуум-пресі, висушували в сушарках протягом 4 годин при відносній вологості 70 % – 75 % за температури 40 °С – 45 °С, потім через кожні 4–5 годин температуру підвищували на 20 °С – 30 °С до закінчення усадки матеріалу. Максимальна температура теплоносія дорівнювала 100 °С – 120 °С [4].

Вироби випалювали в муфельній печі за температури 1050 °С із витримкою 2–4 години за максимальної температури. Охолоджувалися зразки протягом 24 годин [4].

При використанні вигоряючих домішок, якими є золошлакові відходи, важливо виявити вплив їх дисперсності на характеристики міцності керамічних матеріалів. Збільшення дисперсності і температури випалення зразків зменшують розміри пор, що призводить до зменшення щільності і зміни характеристик міцності. Встановлено, що на міцність впливає не тільки дисперсність вигоряючих домішок, а і співвідношення дисперсності вихідної сировини і домішок.

З метою вивчення впливу дисперсності домішок на міцність кераміки досліджували міцність зразків залежно від дисперсності вихідної сировини, дисперсності домішок і температури випалу. Дисперсність вихідної сировини становила менше 1,0; 0,8 і 0,5 мм. Результати досліджень міцності зразків залежно від дисперсності вигоряючих добавок і температури випалення, приведені в таблицях 3–5, свідчать про те, що максимальна міцність характерна для зразків, співвідношення дисперсності вихідної сировини і вигоряючих добавок яких становить 1:1.

На міцність керамічних матеріалів істотно впливає склад шихти, методи формування, режими сушіння та випалення.

Таблиця 3

Міцність зразків на стиск залежно від дисперсності домішок і температури випалення (вихідна сировина з дисперсністю < 1 мм)

Дисперсність	Температура випалу зразків і міцність на стиск, МПа		
	950 °С	1000 °С	1050 °С
3–5 мм	12,6	12,9	13,7
1–3 мм	14,4	14,5	16,8
< 1 мм	13,5	16,7	17,5

Таблиця 4

Міцність зразків на стиск залежно від дисперсності домішок і температури випалу (вихідна сировина з дисперсністю < 0,8 мм)

Дисперсність	Температура випалу зразків і міцність на стиск, МПа		
	950 °С	1000 °С	1050 °С
3–5 мм	5,6	6,9	7,7
1–3 мм	12,4	15,5	13,8
< 1 мм	9,5	12,7	13,5

Таблиця 5

Міцність зразків на стиск залежно від дисперсності домішок і температури випалу (вихідна сировина з дисперсністю < 0,5 мм)

Дисперсність	Температура випалу зразків і міцність на стиск, МПа		
	950 °С	1000 °С	1050 °С
3–5 мм	9,6	9,9	10,7
1–3 мм	6,4	8,5	7,8
< 1 мм	11,5	13,7	13,5

Зі збільшенням температури випалення міцність керамічних матеріалів підвищується. Фізико-механічні показники шихти, цегли-сирцю і випаленої цегли наведені в таблиці 6.

Для порівняння технологічних показників досліджуваних керамічних мас обраний склад під номером 1, який застосовується на підприємствах.

Наведені в таблиці дані засвідчили, що тільки склад за номером 7 практично є непридатним для формування керамічних виробів. Результати дослідження інших складів керамічних мас показали, що їх фізико-механічні властивості не поступаються базовим показникам.

Таблиця 6

Фізико-механічні характеристики досліджуваних керамічних мас

Показники	Номер складу керамічної маси						
	1	2	3	4	5	6	7
Характеристики шихти							
Пластичність	10	18	15	13	11	9	7
Чутливість до сушіння, с	70	110	130	160	190	230	300
Характеристики цегли-сирцю							
Повітряна усадка, %	5,8	5,2	4,8	4,5	4,3	4,2	4,0
Механічна міцність цегли-сирцю (кінцева вологість ≤ 8 %), МПа							
– при вигині	0,8	2,0	1,8	1,5	1,2	0,9	0,7
– при стиску	4,8	10,8	9,6	8,8	5,4	5,0	4,7
Характеристики випаленої цегли							
Механічна міцність, МПа							
– при вигині	2,4	3,8	4,2	4,8	4,3	3,5	2,1
– при стиску	10,4	12,4	13,4	16,8	15,7	13,1	10,2
Морозостійкість, цикли	15	20	25	30	25	20	14
Усадка, %	6,8	6,9	6,8	6,5	6,2	6,0	5,0
Водопоглинання, %	22,5	20,0	19,1	18,8	19,0	20,5	22,8
Щільність, кг/м^3	1880	1990	1880	1740	1700	1540	1380

Показник пластичності досліджуваних керамічних мас трохи вищий, ніж вихідної маси. Виходячи з отриманих даних, наведених у таблиці 3; керамічна маса є помірно пластичною. Збільшення кількості відходів дало змогу знизити чутливість до сушіння і поліпшити їх сушильні властивості. Це позитивно позначилося на повітряній усадці досліджуваних зразків різних складів керамічних мас. Вони стали малочутливими до сушіння, висушування відбувалося без тріщин, і мали незначну повітряну усадку. Знижуючи усадку і покращуючи пластичність керамічної маси шляхом введення золошлакових відходів, вдалося підвищити міцність і морозостійкість керамічної цегли.

Результати досліджень отриманих зразків за водопоглинанням свідчать про їх підвищену пористість, що дає можливість отримати полегшений матеріал із високою звуко- та теплоізоляційною здатністю.

Таким чином, проведені дослідження показали можливість використання золошлакових відходів Придніпровської ТЕС для виготовлення полегшеної якісної керамічної цегли, що відповідає вимогам до будівельних матеріалів. Використання золи як наповнювача при виробництві керамічних будівельних матеріалів дає можливість вирішувати одну з важливих екологічних задач сьогодення – утилізацію відходів виробництва, що безумовно зменшує навантаження на довкілля та сприяє поліпшенню екологічного стану регіону.

[1] *Хлопицкий А.А., Макарченко Н.П.* Перспективы утилизации золошлаковых отходов тепловых электростанций// Universum: Технические науки: электрон.научн. журн. – 2013. – №1 (1).

[2] *Зырянов В.В., Зырянов Д.В.* Зола-уноса – техногенное сырье. – М.: ООО ИПЦ «Маска», 2009. – 320с.

[3] Химическая технология керамики: Учебн. Пособие для вузов/Под. ред. проф. И.Я. Гузмана. – М.: ОООРИФ «Стройматериалы», 2003. – 496с.

[4] Практикум по технологии керамики: Учебн. Пособие для вузов/Н.Т. Андрианов, А.В. Беляков, А.С. Власов, И.Я. Гузман, Е.С. Лукин, М.А. Мальков, Ю.А. Мосин, Б.С. Скидан/ Под ред. проф. И.Я. Тузмана.– М.: ОООРИФ «Стройматериалы», 2005. – 336с.

Надійшла 28.01.2019 р.

ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА» (передплатний індекс – 98848)

Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 1 від 04.03.2019 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02125, ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

тел. (044) 516-52-85, 543-98-36 e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua

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

Комп'ютерна верстка та дизайн – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 04.03.2019 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1. Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Поліпрінт», вул. Лугова, 1-А, м. Київ, 04074, тел. 464-17-91

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1250 від 22.02.2003 р.

* **Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом**
* **Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції**
* **Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори**
* **За зміст реклами відповідає подавач**
* **Редакція не завжди поділяє думку авторів**
* **Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали**