ISSN 1996-8159

ПБіС
1'2018

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

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.
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.
Мущанов В.П., 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 2017 — 2018 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)
Агощ З., д.т.н., проф. (Словаччина)
Бєлоєв М., к.т.н. (Болгарія)
Вєдяков 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

1'2018

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

УНІКАЛЬНІ СПОРУДИ

О.В. Шимановський, Д.О. Котлубей, В.В. Шалінський
МІСТ ім. Є.О. ПАТОНА – НИНІШНІЙ СТАН ТА ПЕРСПЕКТИВИ 2

НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ

С.Н. Стовпник, А.С. Осипов
ИССЛЕДОВАНИЯ ФЛИШЕВОГО ПОРОДНОГО МАССИВА В УСЛОВИЯХ СТРОИТЕЛЬСТВА БЕСКИДСКОГО ТОННЕЛЯ 10

ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ

Л.І. Стороженко, Г.М. Гасій
ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ТА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НОВОЇ СТРУКТУРНО-ВАНТОВОЇ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ 19

БУДІВНИЦТВО

Д.Ф. Гончаренко, Р.И. Гудилин
ВОЗВЕДЕНИЕ ТОРГОВО-РАЗВЛЕКАТЕЛЬНОГО ЦЕНТРА В УСЛОВИЯХ ИСТОРИЧЕСКИ СЛОЖИВШЕЙСЯ ГОРОДСКОЙ СРЕДЫ г. ХАРЬКОВА. 23

НОРМАТИВНА БАЗА

А.І. Лантух-Лященко
ДО НОВОЇ РЕДАКЦІЇ ДБН «ЗАГАЛЬНІ ПРИНЦИПИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НАДІЙНОСТІ ТА КОНСТРУКТИВНОЇ БЕЗПЕКИ БУДІВЕЛЬ, СПОРУД, БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ОСНОВ» 26

ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД

Алимадад Солтани-Али
ВЛИЯНИЕ ЗИККУРАТОВ НА ФОРМИРОВАНИЕ И РАЗВИТИЕ ТОРГОВЫХ ПЛОЩАДЕЙ НА БЛИЖНЕМ И СРЕДНЕМ ВОСТОКЕ. 33

ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА

В.Г. Дагіль
ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ ВІРТУАЛЬНИХ ЛАБОРАТОРНИХ РОБІТ ПРИ ВИВЧЕННІ ДИСЦИПЛІНИ «ТЕХНІЧНА МЕХАНІКА» 36

ТЕХНІЧНА ІНФОРМАЦІЯ

Ю.М. Данильченко, Ю.П. Горбатенко, О.В. Закора
ЗАКОНОМІРНОСТІ ЗМІНИ ДИНАМІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЕСКАЛАТОРІВ З ПРОМІЖНИМ РОЗМІЩЕННЯМ ПРИВОДУ ЗАЛЕЖНО ВІД КОНСТРУКТИВНО-ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ХАРАКТЕРИСТИК 39

Ю.Д. Абрашкевич, Л.Є. Пелевін, Г.М. Мачишин
ВПЛИВ КОНСТРУКЦІЇ ПРИВІДНОЇ МАШИНИ НА ЗНОСОСТІЙКІСТЬ АБРАЗИВНОГО ІНСТРУМЕНТА. 43

ЮВІЛЕЙНІ ДАТИ

АБРАШКЕВИЧ ЮРІЙ ДАВИДОВИЧ (до 80-річчя від дня народження) 46
ГУЛЯЄВ ВАЛЕРІЙ ІВАНОВИЧ (до 80-річчя від дня народження) 47

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

Київ • 2018

© Промислове будівництво та інженерні споруди, 2018

МІСТ ім. Є.О. ПАТОНА – НИНІШНІЙ СТАН ТА ПЕРСПЕКТИВИ

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
заступник завідувача відділу
мостових та спеціальних споруд
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», к.т.н.,
старший науковий співробітник

Наразі в Україні має місце складна ситуація в частині безпечної експлуатації транспортних споруд (мостів, естакад, шляхопроводів та ін.). Останнім часом проблема значно загострилася, що пов'язано з низкою несприятливих факторів, зокрема: недотриманням термінів періодичності обстеження мостів, недостатніми обсягами фінансування, відсутністю чіткого стратегічного плану вдосконалення експлуатації мостів. Проте, у 2017 р. на цю проблему нарешті звернули увагу й у м. Києві розпочались комплексні спеціальні обстеження транспортних споруд із метою визначення їх дійсного технічного стану. До переліку мостів, які підлягають повному обстеженню, увійшов і міст ім. Є. О. Патона (рис. 1).

Характеристика моста. Збудований у 1953 р. міст ім. Є.О. Патона є першим у світі суцільнозварним великогабаритним автодорожнім мостом. Це унікальна інженерна споруда, найбільша на той час у світі, яка має значну історичну цінність і не тільки увійшла до анналів світового мостобудування, а й стала гордістю міста, його візитною карткою. Наказом Комітету охорони та реставрації пам'яток №10 від 16.05.1994 р. міст ім. Є.О. Патона віднесено до нововиявлених пам'яток архітектури. У 1995 р. міст отримав визнання Американської асоціації зварювання як видатна зварна конструкція.

Рис. 1. Загальний вигляд моста ім. Є.О. Патона

 © Шимановський О.В., Котлубей Д.О., Шалінський В.В.

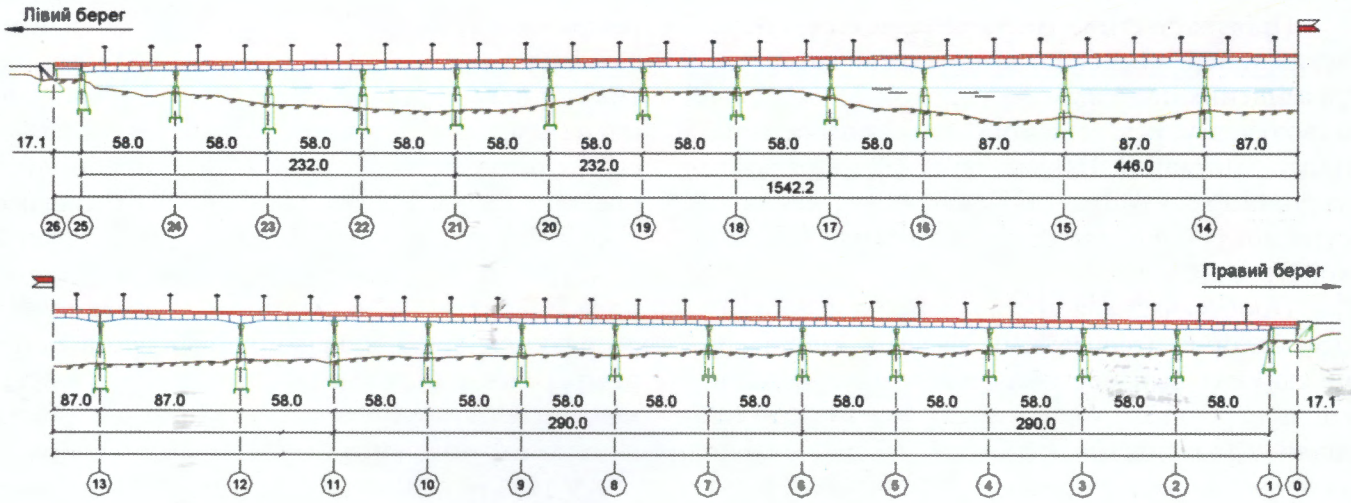


Рис. 2. Фасад моста ім. Є.О. Патона

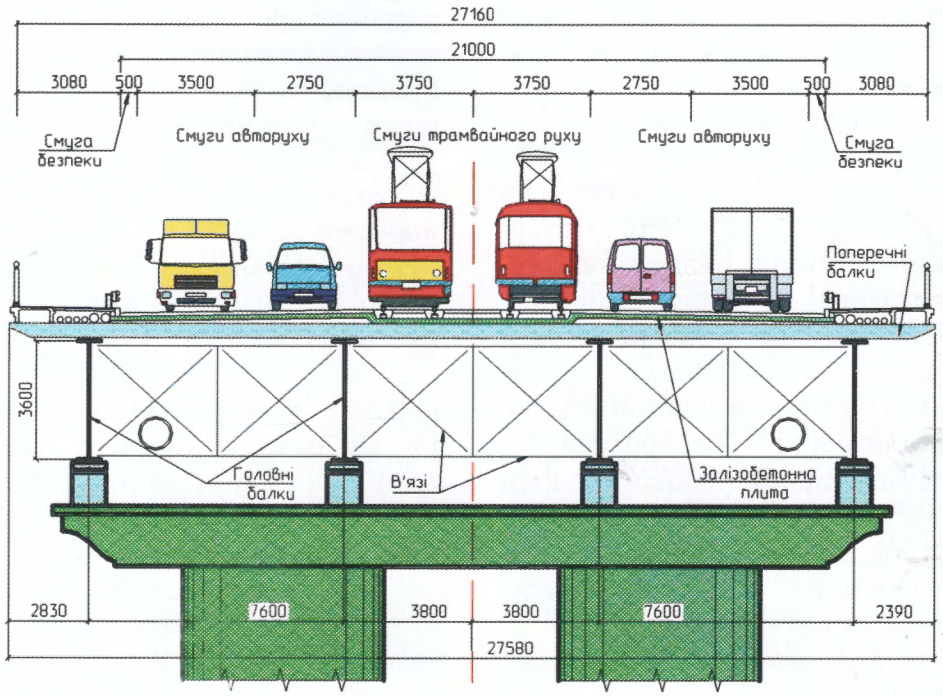


Рис. 3. Поперечний переріз моста ім. Є.О. Патона

Загальна довжина моста становить 1543 м (рис. 2). Ширина проїзної частини між бордюрами 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 трамвая загальною шириною трамвайного полотна 7,5 м (рис. 3).

Міст має наступні прогони: у заплавній 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. Розбиття на нерозрізні прогонові будови прийняте наступне: (4×58) + (4×58) + (58+4×87+58) + + (5×58) + (5×58) = 1508 м.

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

Маса усіх металевих конструкцій моста становить 10 тис. тонн.

Проїзна частина моста складається з металевих поперечних балок із прокатних двотаврів, розміщених поповерхово з кроком 2,9 м, на які, в свою чергу, укладена монолітна залізобетонна плита завтовшки 160 мм, об'єднана з балками за допомогою упорів задля забезпечення їхньої сумісної роботи у вигляді сталезалізобетонної конструкції.

Проїзна частина моста виконана за принципом балок із перерваними в'язями. Упори, що об'єднують залізобетонну плиту з нерозрізними поперечними балками, приварені в межах ділянок додатніх моментів, що перетворює плиту в своєрідний шпренгель, який розвантажує поперечні балки. Крім того, прийняте поповерхове розміщення поперечних балок максимально зменшує кількість зварних швів. На опорних ділянках плита ізольована від металу спеціальними бітумними обмазками. Перильна огорожа – з художнього литва, чавунна.

Деформаційні шви проїзної частини прийняті сталевими, пружинного типу і виконані на опорах № 0, 6, 11, 17, 21 та 25. У межах тротуарних блоків розміщені кабелі комунікаційних мереж і електроживлення. Між головними балками у 1968 р. прокладено дві нитки теплотраси діаметром 800 мм. А вздовж моста, по обидва боки його головних балок, розташовані за висотою у два яруси оглядові службові проходи.

Опори моста виконані на глибокій кесонній основі. Причому в надводній частині опори складаються з двох залізобетонних колон та ригеля. Опорні частини – із сталевого литва з балансирами і сталевими котками.

Розрахункову інтенсивність руху під час проектування було прийнято такою, що дорівнює 10 тис. авт. на добу. Проте, за даними контрольних замірів, інтенсивність руху на мосту становила (тис. авт. на добу): 1963 р. – 38,1; 1974 р. – 61,0; останні роки – 70,0; години «пік» – 80,0–85,0. Наголосимо, що зазначена ситуація призвела не тільки до різкого зменшення реальної швидкості руху автотранспорту по мосту до 5–10 км/год, а й до раптового виникнення багатокілометрових заторів при найнезначнішому порушенні рівномірності руху, не кажучи вже про аварії чи поломки автомобілів.

Історія експлуатації моста. У 1962 р. у зв'язку з набранням чинності нових технічних умов на проектування залізничних, автодорожніх та міських мостів [1] виникла необхідність перевірки конструкції моста на нові рухомі навантаження з автомобілями вагою 30 тс та нормативним навантаженням на тротуари 400 кгс/м^2, що на 100 кгс/м^2 перевищує проектне. Крім цього, за період експлуатації моста збільшилось постійне навантаження за рахунок додаткового прокладання труб тепломережі, комунікацій зв'язку й збільшення товщини асфальтобетонного покриття. За результатами перевірочних розрахунків було виконано підсилення поперечних балок біля температурних швів і встановлені додаткові ребра жорсткості в окремих відсіках вертикальних стінок головних балок.

У 1985 р. ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» (на той час ДПІ «УкрНДІпроекстальконструкція») розробив проект, який містив результати обстеження всіх конструкцій прогонової будови та проїзної частини моста, а також рекомендації щодо усунення дефектів конструкцій моста. При цьому були виконані перевірочні розрахунки згідно з новими на той час будівельними нормами [2] за трьома варіантами розміщення рухомих навантажень на мосту та обрано найбільш оптимальний варіант, при якому пропускна спроможність є найбільшою, а саме: 2 смуги для руху трамвая та 4 смуги автомобільного руху, з яких 2 смуги передбачають рух виключно легкового автотранспорту. Причому зазначену схему руху було запропоновано як тимчасову – до виконання капітального ремонту проїзної частини моста.

За даними обстежень, проведеними ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» у період із 1986 р. по 1993 р., стан металоконструкцій моста постійно погіршувався у зв'язку з прогресуючою корозією елементів в'язей та деформаційних швів і у 1993 р. був визнаний незадовільним, що потребувало підсилення окремих конструкцій. З урахуванням наданих рекомендацій у 1994–1998 рр. були виконані роботи з підсилення металоконструкцій моста: поперечних балок, вертикальних в'язей та оглядових проходів.

У 2001 р. ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» проведено обстеження з метою оцінки технічного стану та ступеня корозійного ураження металевих несних та допоміжних конструкцій: головних та поперечних балок, в'язей, оглядових проходів, а також залізобетонної плити проїзної

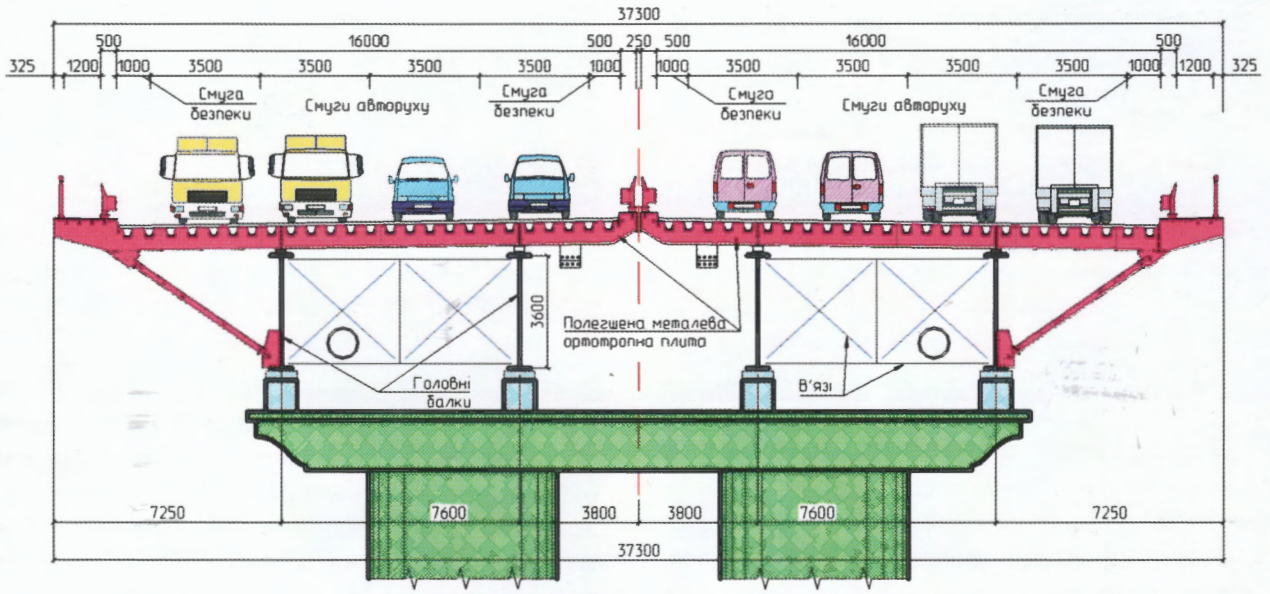


Рис. 4. Поперечний переріз моста ім. Є.О. Патона після реконструкції

частини. Крім цього, виконано огляд деформаційних швів, опорних частин, стовпів освітлення, перильної огорожі та тротуарних плит. Технічний стан металоконструкцій головних балок, в'язей, опорних частин та залізобетонних опор був класифікований як працездатний. Технічний стан поперечних балок, залізобетонних плит проїзної частини та тротуарних балок і плит визначено як обмежено працездатний, а подекуди як аварійний. Вони вимагали заміни, тому що ремонт їх був малоефективним, а інколи навіть неможливим.

У 2004 р. було знято трамвайні колії та покладено нове асфальтобетонне покриття. Це дозволило збільшити кількість смуг руху до семи. Така дорожня розмітка існує до цього часу.

У 2012 р. за проектом ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» було виконано капітальний ремонт тротуарів на мосту, замінено бар'єрну огорожу, відремонтовано деформаційні шви, підсилено стовпи освітлення.

У 2017 р. було покладено нове дорожнє покриття на проїзній частині.

Особливо слід зазначити, що у 2004 р. ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» за участю Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона розроблено техніко-економічне обґрунтування комплексної реконструкції моста ім. Є.О. Патона, яким передбачалось із урахуванням розширення під'їзду до моста з боку лівого берега розширення його проїзної частини з 21,0 м до 33,25 м, що дало б змогу забезпечити пропускання по мосту восьми смуг руху автотранспорту (рис. 4). При цьому конструкції монолітної залізобетонної плити проїзної частини та поперечних балок повинні були бути замінені полегшеною металевою ортотропною плитою.

Як вбачається з рисунка 4, на проїзній частині, що складається з двох блоків плит, планувалось розмістити: вісім (чотири у кожному напрямку) смуг автомобільного руху по 3,50 м; чотири смуги безпеки по 1,0 м; роздільну смугу по осі моста завширшки 1,25 м з бар'єрною огорожею, два тротуари для проходу пішоходів по 1,2 м, а також дві смуги з бар'єрною огорожею на кожному тротуарі по 0,5 м. Ліхтарні щогли планувалось встановити по осях перильної огорожі.

Що ж стосується полегшеної ортотропної плити, то вона була запроектована з трьох основних конструктивних елементів: листового металевого настилу завтовшки 14 мм; поперечних балок таврового перерізу заввишки 700 мм із товщиною стінки 10 мм і пояса 20 мм, а також поздовжніх ребер трапецієподібного перерізу розміром 320×90×250 мм із товщиною стінки 6 мм, які проходять у вирізах стінок поперечних балок.

Крок поздовжніх ребер поперек моста становить 630 мм, а поперечних балок – 3625 мм. Консольні підкоси з труб діаметром 273×8 мм планувалось встановити з кроком 7,25 м у місцях розміщення існуючих поперечних в'язів.

Крім того відзначимо, що прийняті замкнені поздовжні ребра ортотропної плити мають низку позитивних властивостей, а саме: більшу жорсткість на згин та кручення, а також незначні деформації від рухомих навантажень. Важливою перевагою використання замкнених ребер є також показник економічності, оскільки вага плити з замкненими ребрами менша порівняно з плитою з відкритими (вертикальними) ребрами.

Однак, на превеликий жаль, через брак коштів подальші роботи з комплексної реконструкції моста ім. Є. О. Патона були призупинені.

Нинішній стан конструкцій моста. У 2017 р. проведено чергове комплексне спеціальне обстеження моста ім. Є.О. Патона, за результатами якого встановлено, що виявлені основні дефекти конструкцій моста, причини їх виникнення та розвитку є наслідками незадовільного експлуатаційного утримання споруди. Виявлені дефекти негативно впливають на довговічність конструкцій, знижують безпеку та комфортність руху по мосту, а в окремих випадках навіть зменшують його несну здатність.

Серед виявлених дефектів конструкцій моста в першу чергу привертають увагу такі, що потребують негайного ремонту, в тому числі шляхом заміни конструкцій:

- вивали фрагментів кам'яної кладки опори № 21 (рис. 5, а). Дефект знаходиться у зоні коливання рівня води та вимагає невідкладного поновлення кладки;
- часткове руйнування бетону ригеля опори № 11 під підферменником (рис. 5, б). Першочерговими заходами для опори №11 визначено термінове виконання ремонтних робіт із відновлення ригеля опори та підферменників верхових головних балок прогонових будов;
- окремі горизонтальні в'язі у прогоні 16–17 розірвані внаслідок 100 % корозії та вимагають заміни (рис. 5, в);
- корозія та руйнування елементів деформаційних швів та прилеглих поперечних балок. Деформаційні шви застарілого типу не відповідають вимогам безпеки руху та вимагають капітального ремонту – заміни на шви сучасного конструктивного рішення, а також заміни поперечних балок у місцях деформаційних швів (рис. 5, г);
- корозія і руйнування вузлів кріплення стовпів освітлення (рис. 5, д), що негативно впливає на безпеку руху автомобілів на проїзній частині та перехожих на тротуарах. Стовпи освітлення потребують якнайшвидшого ремонту, рекомендовано замінити їх новими;
- руйнування секцій перильної огорожі та їх кріплень (рис. 5, е), що загрожує безпеці пішоходів. Оскільки майже всі конструкції перил знаходяться в аварійному стані, то вони вимагають повної заміни.

У цьому сенсі варто підкреслити, що якщо невідкладно не виконати ремонт проміжних опор № 21 та № 11, а також ремонт деформаційних швів із заміною прилеглих поперечних балок та в'язей прогонових будов у прогоні 16–17, то найближчим часом міст перейде до експлуатаційного стану 5 (непрацездатний), так як зазначені елементи моста являються одними з основних. У той же час невиконання невідкладних робіт із капітального ремонту (заміни) перил та стовпів освітлення загрожує безпеці руху автотранспорту та пішоходів та може призвести до непоправних наслідків.

Крім наведених вище дефектів, виявлені також наступні:

- корозійне пошкодження головних балок прогонових будов, особливо в місцях протікання води крізь деформаційні шви (рис. 6, а);
- корозія значної кількості елементів в'язей, в окремих місцях до 15–20 % поперечного перерізу;
- поверхнева корозія та бруд на опорних частинах, нестача частини їхніх захисних кожухів (рис. 6, б);
- корозія поперечних балок сталезалізобетонної плити, особливо в місцях деформаційних швів (рис. 6, в);
- корозія бетону залізобетонної плити проїзної частини (через порушення гідроізоляції), руйнування захисного шару бетону, руйнування плити в місцях розташування деформаційних швів внаслідок незадовільного стану останніх (рис. 6, г);
- порушення гідроізоляції тротуарних блоків;
- низка дефектів проміжних опор: протікання води на опори крізь деформаційні шви з супутнім вилуговуванням бетону, руйнування бетону зливної призми опор, корозія металу та відсутність в окремих місцях перильної огорожі по периметру ригелів, част-

Рис. 5. Дефекти конструкцій моста ім. Є.О. Патона, які вимагають негайного усунення:

а – вивали фрагментів кам'яної кладки опори № 21; **б** – часткове руйнування бетону ригеля опори №11 під підферменником; **в** – корозійне руйнування горизонтальних в'язей у прогоні 16–17; **г** – корозія та руйнування елементів деформаційних швів та прилеглих поперечних балок; **д** – корозія та руйнування вузлів кріплення стовпів освітлення; **е** – руйнування секцій перильної огорожі та їх кріплень

кове руйнування гранітного облицювання цоколів опор, а також сколи бетону, тріщини, оголення та корозія арматури підферменників, ригелів та колон опор (рис. 6, д);

- дефекти стоянів: тріщини в декоративному камені на бокових масивах опор, локальне вилуговування розчину кладки й бетону шафної стінки, сколи декоративних каменів та відсутність деяких облицювальних елементів;
- тріщини в асфальтобетонному покритті окремих ділянок тротуарів на стиках тротуарних блоків та плит, поблизу деформаційних швів;

Рис. 6. Дефекти конструкцій моста ім. Є.О. Патона:

а – корозійне пошкодження головних балок прогонових будов; **б** – дефекти опорних частин; **в** – корозія поперечних балок; **г** – руйнування захисного шару бетону залізобетонної плити проїзної частини; **д** – сколи бетону, оголення та корозія арматури елементів опор; **е** – відсутність настилу оглядового проходу

- значні дефекти службових оглядових проходів: корозія металу несних елементів проходів, повна відсутність настилів (≈ 5 % від загальної кількості), руйнування перильної огорожі проходів, відсутність проходів у берегових прогонах (рис. 6, е);
- пошкодження розчину швів кладки гранітних тумб та парапетів на підходах моста.

Аналіз результатів виконаних розрахунків вантажопідйомності моста відносно рухомого навантаження Н-30 свідчить, що максимальна вага автомобіля у колоні становить 12 тс, що не відповідає чинним нормам [4]. У зв'язку з цим перед мостом необхідно встановити попереджувальні знаки, що обмежують в'їзд на нього важковагового транспорту, а саме: тиск на

одиночну вісь автомобіля не має перевищувати 7 тс. При цьому, максимальна вага окремих одиничних транспортних засобів становить 17 тс.

Обмеження швидкості руху автотранспорту по мосту не вводилось і становить 60 км/год, як і загалом в межах міста.

Проїзна частина моста має розмітку на 7 смуг (завширшки 3,0 м) без смуг безпеки та розділової смуги. Останнє абсолютно не відповідає чинним нормам, так як згідно з [3] ширина смуг руху повинна становити 3,75 м, при цьому необхідно передбачати смуги безпеки завширшки 2,0 та 1,0 м, а також розділову смугу.

Аналіз результатів обстеження конструкцій моста, а також результатів розрахунків вантажопідйомності, визначення остаточного ресурсу моста та експертної оцінки технічного стану споруди дозволив виконати оцінку та прогнозування технічного стану моста відповідно до вимог [5]. Результати цієї оцінки полягають у наступному: проїзна частина – стан 4 (обмежено працездатний); прогонова будова – стан 4 (обмежено працездатний); опори та опорні частини – стан 4 (обмежено працездатний); фундаменти – стан 3 (працездатний); підходи – стан 3 (працездатний). Тому за рейтингом основних конструктивних елементів міст знаходиться у стані 4 – обмежено працездатний. Експлуатаційний стан моста в цілому, за найнижчим із показників експлуатаційного стану основних конструкцій, теж кваліфіковано як 4 – обмежено працездатний.

Після виконання усіх ремонтних робіт, в першу чергу невідкладних, міст перейде з 4-го у 3-й експлуатаційний стан – працездатний. Враховуючи складність та обсяги ремонтних робіт, пов'язаних із приведенням несних конструкцій проїзної частини (зокрема – поперечних балок) до належного технічного стану, рекомендовано розглянути можливість реконструкції моста з повною заміною зазначених конструкцій.

Висновки. Виходячи з вищевикладеного, можна дійти наступних висновків:

- наразі міст ім. Є.О. Патона перебуває у незадовільному технічному стані та вимагає негайного проведення ремонтних робіт, в першу чергу – невідкладних. Зволікання призведе до подальшої деградації конструкцій і міст перейде до непрацездатного експлуатаційного стану, що унеможливить його безпечну експлуатацію;
- враховуючи технічний стан конструкцій моста, зокрема несних конструкцій проїзної частини, а також складність і низьку ефективність їх відокремленого ремонту доцільно провести комплексну реконструкцію моста ім. Є. О. Патона, спираючись при цьому на розроблене у 2004 р. ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» техніко-економічне обґрунтування, з розширенням його проїзної частини до 33,25 м (шляхом заміни монолітної залізобетонної плити проїзної частини на полегшену металеву ортотропну плиту і встановлення консольних підкосів) й організації восьми смуг руху автотранспорту;
- результати обстеження вкотре підтвердили, що недотримання правил експлуатації транспортних споруд та несвоєчасне проведення необхідних ремонтних заходів призводить до зниження довговічності конструкцій та негативно впливає на безпеку експлуатації споруд.

[1] СН 200-62 «Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб», 1962. – 328 с.

[2] СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы. – М.: Минстрой, 1996.

[3] ДБН В.2.3-22:2009 Мости і труби. Основні вимоги проектування. – К: Мінрегіонбуд України, 2009.

[4] ДБН В.1.2-15:2009 Мости та труби. Навантаження і впливи. – К: Мінрегіонбуд України, 2009.

[5] ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів, 2012. – 45 с.

[6] ДБН В.2.3-6:2009 Мости та труби. Обстеження і випробування, 2009. – 63 с.

Надійшла 13.02.2018 р.

УДК 624.191.22

ИССЛЕДОВАНИЯ ФЛИШЕВОГО ПОРОДНОГО МАССИВА В УСЛОВИЯХ СТРОИТЕЛЬСТВА БЕСКИДСКОГО ТОННЕЛЯ

Объектом исследования данной статьи является флишевый породный массив зоны строительства Бескидского тоннеля. Предметная область – изучение инженерно-геологических условий и геотехнических характеристик пород с целью обобщения и последующей оценкой степени их стабильности при проходке тоннеля и сбоек, а также прогнозирование развития опасных геотехнических процессов.

The object of investigation of this article is the flysch rock massif of the zone of construction of the Beskyd Tunnel. The subject area is the study of engineering and geological conditions and geotechnical characteristics of soils for the purpose of generalization and subsequent assessment of the degree of rock stability during tunneling and failure, and forecasting the development of hazardous geotechnical processes.

Ключевые слова: Бескидский тоннель, геология Карпат, флишевая толща, геолого-геотехническая модель, анизотропный геомассив, деформационные и прочностные характеристики горных пород.

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

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

Участок строительства тоннеля географически входит в состав Северо-восточных Карпат, а с геологической точки зрения расположен на внешнем карпатском флишевом поясе. Геология участка района Бескид представляет собой часть Силезийского (Кросненского) флишевого покрова (складки) и на северо-востоке пересекается с Покровом Сколет. Силезийский покров образовывает глубоко пересеченную зону Карпатского массива с толстыми отложениями Олигоцена (Верхнего Палеоцена) и сложен из нескольких вытянутых «ломтей», каждый из которых состоит из узких антиклинальных и довольно широких синклинальных складок.

Отложение называется «Кросненским (или Кросно) нижним пластом». Литология местности состоит из песчаника, грубых сланцевых песчаников, серых и темно-серых аргиллитов. Глинистый известняк встречается реже.

Скалы из осадочных пород образовались в Нижнем и Среднем Олигоцене Силезийского бассейна. В этом бассейне в течение длительного времени, возможно благодаря мутным потокам, формировались толстые отложения флиша. В Силезийском бассейне они начинаются из темно-коричневых горючих сланцев и кремнистого известняка (напластование Мелинита), местами – с конусами выноса песчаника. Выше сланцы Мелинита постепенно изменяются разрезами слюдяного и известнякового песчаника и серого глинистого известняка (Кросненский пласт). Как правило, эти разрезы суживаются ближе к горе. Нижняя часть Кросненского разреза имеет вид комплекса толстых напластований песчаника, которые выше переходят в средние и тонкие пласты песчаника и серого глинистого известняка, который образовывает верхнюю часть Кросненских напластований, представляющих собой окончание флишевых разрезов Внешних Карпат. Тектонические движения в период раннего Миоцена привели к образованию складок и наслоений осадочных пород бассейна и обусловили появление нескольких покровов (соответственно: Бедаеталь, 1963; Джулинский, 1996; Ксяжкевич, 1977; Ксяжкевич, 1962 и Ожипко, 1992).

Новейшими исследованиями установлено, что Кросненський покров (зона) состоит, преимущественно, из олигоценово-миоценовых отложений, а мело-палеогеновые образования здесь выходят на поверхность только на ограниченных участках (рис. 1).

Исследования состава и строения флишевой толщи по трассе тоннеля проводились Центральной лабораторией ПАТ «Укргеолбудм» (г. Киев) и лабораторией Львовской геологоразведочной экспедиции на основании пробуренных горизонтальных разведочных скважин с отбором образцов керна (рис. 2).

 © Стовпник С.Н., Осипов А.С.

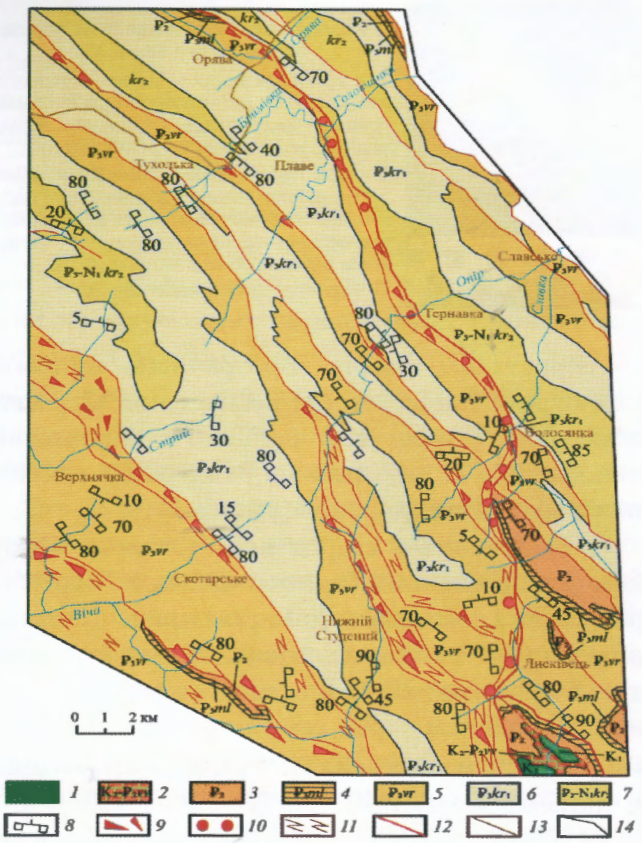


Рис. 1. Геологическая карта восточной части Кросненского покрова в бассейнах верхнего течения рек Стрий, Опир, Вича, Рика (составил О.М. Гнилко)

1 – нижнемеловый тёмный флиш шипотской свиты; **2** – верхнемелово-эоценовые пёстрые мергели венгловецкого типа; **3** – эоценовый флиш; **4** – менилитовая свита; **5** – верецкая (переходная) свита; **6** – нижнекросненская подсвита (толсторитмический песчанистый флиш); **7** – среднекросненская подсвита (среднеритмический серый флиш); **8** – элементы залегания пластов пород (прямоугольниками показано нижнюю поверхность слоёв); **9** – тектонические брекчии, меланж хрупкого типа; **10** – тектонический меланж пластичного типа; **11** – зоны развития интенсивной мелкой складчатости; **12** – разломы главные, границы покровов; **13** – разломы второстепенные; **14** – геологические границы стратонов

На основании петрографического и минералогического изучения были выделены кальцитовые, кварц-кальцитовые и кварцевые минеральные типы жильных образований. Кальцитовые жилы более широко развиты по сравнению с кварц-кальцитовыми, хотя мелкие кристаллики кварца почти постоянно встречаются во всех типах жил и имеют все характеристики, которые присущи мармарошским «бриллиантам». Чаще всего мармарошские «бриллианты» находят в виде изолированных кристаллов, реже в виде их сростков и скоплений (рис. 3). Они часто «сидят» на вершинах ромбоэдрических и скаленоэдрических кристаллов кальцита или вместе с кальцитом входят в состав друз этого минерала, иногда в виде включений содержатся в самом кальците. Их размеры преимущественно колеблются от 0,5 до 10,0 мм согласно главной кристаллографической оси. Они встречаются как единичные зёрна, а иногда как сростки.

Кальцит, который наполняет прожилки, представлен тремя генерациями. Для кальцита первой генерации характерна массивная текстура, молочно-белый цвет и зеркала скольжения. Кальцит второй генерации обычно имеет ромбоэдрический габитус, серый или смоляно-чёрный цвет. Кристаллы кальцита третьей генерации темноокрашенные, серовато-белого цвета. Для некоторых кристаллов кальцита характерна зональность от серого до чёрного цветов, они нарастают на кристаллах кварца.

Размер кристаллов кварца за главной кристаллографической осью обычно составляет от 3 до 15 мм, хотя встречаются отдельные кристаллы размером до 40 мм. В основном индивиды двухголовые, с развитыми в разной мере гранями гексагональной призмы и ромбоэдров, крепятся к субстрату гранями призмы.

Рис. 2. Фото выбуренных кернов

Рис. 3. Кристаллы кварца – мармарошских «бриллиантов» с включениями углеводородов. Рост кристаллов кварца происходил в водно-нефтяной среде

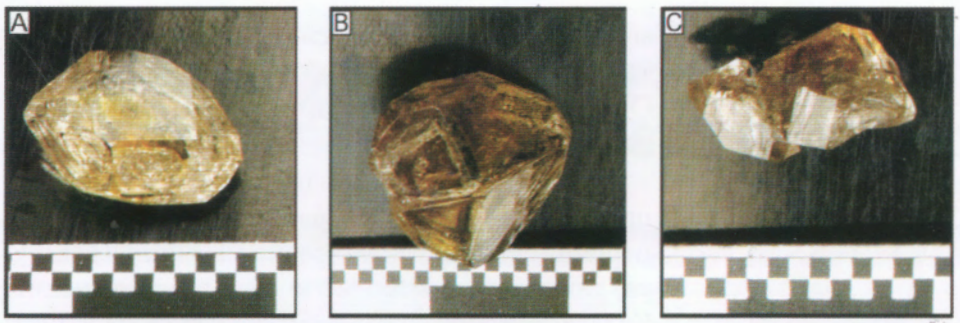


Рис. 4. Кристаллы кварца из пород Бескидского тоннеля:
А – кристалл кратко-призматического габитуса с равномерно развитыми гранями гексагональной призмы, позитивного и негативного ромбоэдров;
В – кристалл ромбоэдрического габитуса с относительно равномерным развитием граней ромбоэдров и малоразвитыми гранями призмы и признаками рёберного скелетного роста;
С – сросток кристаллов кварца

Развитие этих граней приводит к габитусу кристаллов. Кристаллы имеют кратко-столбчатые, реже столбчатые очертания. Под габитусом выделяется два типа индивидов: гексагонально-призматический и ромбоэдрический. Первые из них делятся на два подтипа:

- *кратко-призматический* – характерный относительно равномерным развитием трёх главных форм: гексагональной призмы, позитивного и негативного ромбоэдров (рис. 4, А);
- *призматический* – главной формой которых есть гексагональная призма, ромбоэдры развиты преимущественно неравномерно и имеют второстепенное значение. Кристаллы ромбоэдрического габитуса имеют относительно равномерное развитие граней ромбоэдров и малоразвитые грани призмы (рис. 4, В). Кристаллы этого габитуса довольно распространены, а их размер согласно главной кристаллографической оси достигает 15 мм.

Кристаллы кварца прозрачные, жёлтого или бурого цвета, иногда бесцветные. Окраска обусловлена наличием большого количества однофазных и двухфазных включений редких и твёрдых углеводородов (рис. 5, А).

Включения в кварце исследовались методом флуоресценции (прибор «DiamondView™», разработка компании «ДеБирс») при излучении объектов УФ-волнами длиной 225 нм и мощностью УФ-лампы – 20 W. Для исследуемых флюидных включений характерен разный цвет флуоресценции, что зависит от их фазового состава и агрегатного состояния и, вероятно, компонентного состава углеводородов (рис. 5, В).

Однофазные прозрачные (вероятно метановые) или жидкостные желтоватые (вероятно нефтяные), а также двухфазные прозрачные (вероятно метановые, на рис. 5, А, L_1 и L_2 прозрачные) или желтоватые (вероятно метаново-нефтяные, на рис. 5, А, L_1 – прозрачная, а L_2 – желтоватая) включения характеризуются люми-

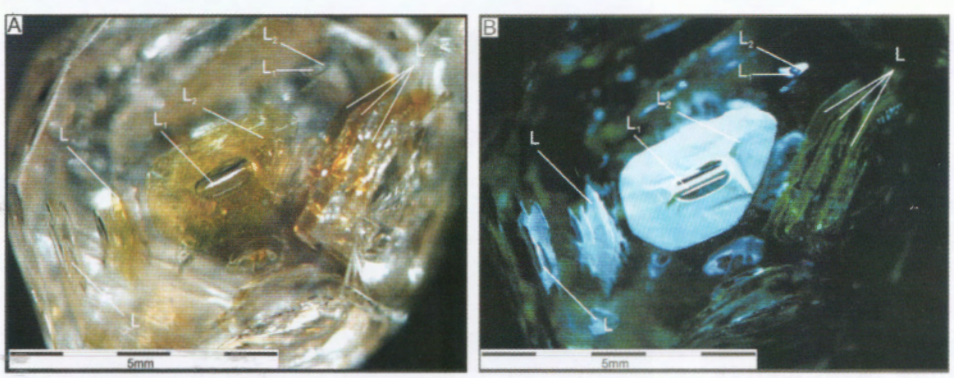


Рис. 5. Флуоресценция одно- и двухфазных включений разных углеводородов в кристаллах кварца

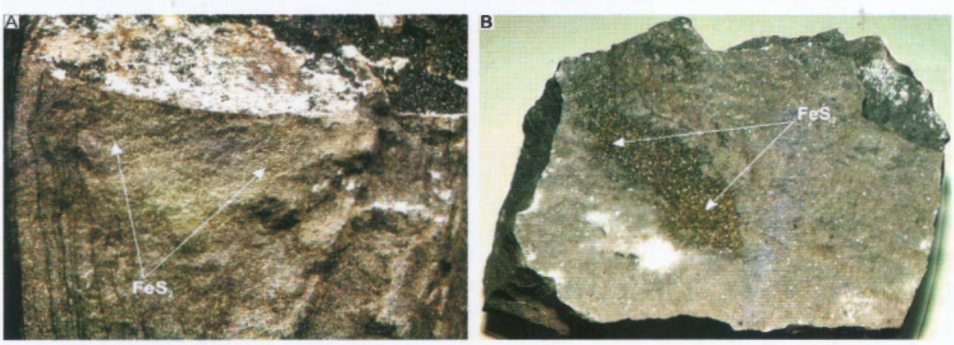


Рис. 6. Морфогенетические типы сульфидной минерализации в флишевых породах Кросненской зоны:
А – более ранние единичные выделения сульфидов во вмещающих породах;
В – сульфиды в составе сульфидно-кварц-карбонатных жилах

несцентной голубовато-синей окраской. Однофазные (вероятно нефтяные) включения, заполненные наиболее плотным флюидом бурого или коричневого цвета, имеют люминесцентную зелёную окраску. Голубовато-синяя окраска обусловлена наличием ароматических углеводородов в составе включений.

При макроскопических и петрографических исследованиях пород Кросненской зоны в пределах трассы нового Бескидского тоннеля выявлена сульфидная минерализация двух морфогенетических типов. Первый тип сульфидов сингенетический, установленный как более ранний и представлен одиночными выделениями и вкраплениями сульфидов и их скоплениями в вмещающих породах, часто в виде изометрических агрегатов (рис. 6, А), образование которых связано с этапом литификации собственно песчаников и аргиллитов. Второй тип сульфидов – это друзовые и жильные выделения, сформировавшиеся в условиях растяжения во время развития разрывных нарушений в уже литифицированных породах (рис. 6, В) с чётко выраженными кристалломорфологическими формами октаэдра и куба и их комбинациями, ассоциируется с кварцем и кальцитом, образующимися на стенках частично заполненных трещин, развивающимися обычно после кальцита и по его выделениям.

Широкий ареал распространения раннего пирита и локальные проявления позднего пирита и их тесное пространственное совместное нахождение указывают на привлечение материала вмещающих пород для формирования позднего пирита. Это подтверждается одинаковым химическим составом пиритов обоих морфогенетических типов и отсутствием в них привычных элементов-примесей.

Учитывая последовательность образования минералов в друзах и поздних жилах, можно сделать вывод, что их формирование происходило из растворов с достаточной концентрацией серы, фугитивность которой, однако, возрастала только после кристаллизации кварца и кальцита, обеспечивая формирование позднего пирита.

Безусловно, поздний пирит имеет более обширное распространение в пределах Карпатской складчатой системы, чем считалось ранее, однако, скорее всего он редко встречается из-за быстрого разрушения в экзогенных условиях, а уникальные находки неизмененных сульфидов обоих типов объясняются условиями закрытой системы, которая существовала до проходки тоннеля.

Анализ геолого-геотехнических моделей классификации флишевого породного массива. Геолого-геотехническая модель № 1 на основании источника [2]. Поскольку породный массив на участке строительства тоннеля состоит из отложений флиша, предложен следующий метод: породные массивы, встречающиеся по трассе тоннеля, разделены на различные «секции» тоннеля, каждая из которых состоит из различных геотехнических пластов, а характеристиками их является комбинация свойств геотехнических пластов, включенных в эту «секцию» тоннеля.

Для каждой «секции» тоннеля свойства породного массива определялось согласно системам:

1. Q – системы (Бартон, 1974, 2002);

2. RMR (Rock Mass Rating) (Бенявский, 1973, 1989).

Каждая «секция» (элемент горной массы тоннеля RMTU) характеризуется конкретным процентным содержанием различных типов пород. Эти элементы с последовательной нумерацией отражают «секции» тоннеля с одинаковыми свойствами, а также геотехническую классификацию горных пород (табл. 1). Процентное распределение типов пород в пределах каждого RMTU сведено в таблицу 2.

В модели № 1 не представлены лабораторные данные о физических свойствах пород, но типичные значения предела прочности на одноосное сжатие (UCS) были оценены для каждой однородной секции по оси тоннеля. Эти значения UCS были также применены для Q и RMR классов горных пород (см. табл. 1) и в основном они больше 50 МПа, иногда между 20 МПа и 50 МПа. Исключением является одна короткая секция сланца, где ожидается значение UCS 1 МПа. Учитывая длину различных секций вдоль оси, общее среднее значение предела прочности на одноосное сжатие (UCS), взвешенное по длине, равно 53 МПа. Распределение значений UCS в модели № 1 показано на рис. 7.

Таблица 1

Модель №1. Геотехническая классификация RMTU

Модель 2007 г.				
Элемент горной массы тоннеля (RMTU)		UCS ненарушенной породы	Система-Q	RMR
№	Наименование RMTU	MPa	Класс-Q	Класс RMR
3	Сланец	19	Исключительно слабый	Очень слабый
4	Алевролит	75	Слабый	Слабый
5	Песчаник	75	Чрезвыч. слабый	Слабый
6	Глина-аргиллит-сланец	53	Очень слабый	Слабый
F01	Складчатая зона	95	Слабый	Слабый
FA	Трещиноватая зона	41	Очень слабый	Очень слабый
7	Песчаник	55	Чрезвыч. слабый	Слабый
8	Глина-аргиллит	30	Очень слабый	Слабый
F02	Складчатая зона	95	Слабый	Слабый
9	Глина-аргиллит	30	Очень слабый	Слабый
10	Песчаник	55	Исключительно слабый	Очень слабый
11	Сланец	1	Чрезвыч. слабый	Слабый
12	Песчаник	55	Исключительно слабый	Очень слабый
13TU	Глина-аргиллит-сланец-алевролит	57	Чрезвыч. слабый	Слабый

Таблица 2

Модель №1. Распределение типов литологии и горных пород для элементов горной массы тоннеля (RMTU)

Горные породы тоннеля (RMTU)	Распределение типов литологии и горных пород (%)							
	1	2	3	4	5	6	1, 2, 3, 4	5, 6
3	20	40			40		60	40
4				100			100	0
5	20				80		20	80
6	16	44			40		60	40
F01	7	22,3			69,3		30,7	69,3
FA		72		28			100	0
7		20			80		20	80
8		100					100	0
F02	7	23,3			69,3		30,7	69,3
9		100					100	0
10	10	65			25		75	25
11	100						100	0
12	10	65			25		75	25
13TU	15,4	52,3			32,3		67,7	32,3

Условные обозначения

1	Сланец (натуральный шифер)
2	Глинистый аргиллит
3	Осадочный аргиллит (не указан по оси тоннеля)
4	Алевролит
5	Песчаник/алевролит
6	Песчаник (не указан по оси тоннеля)

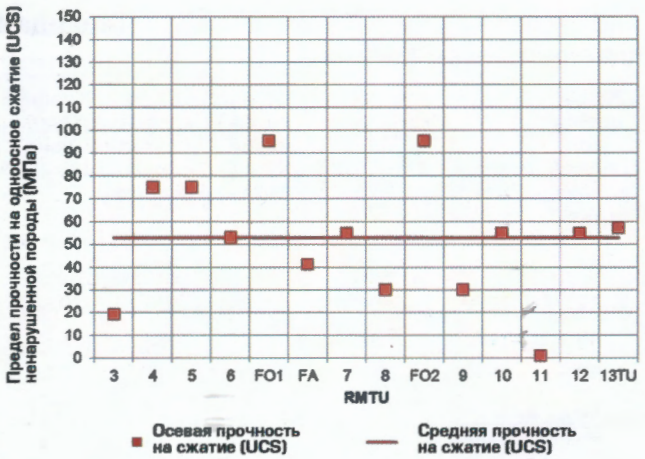


Рис. 7. Модель № 1.
Прочность ненарушенных пород для RMTU

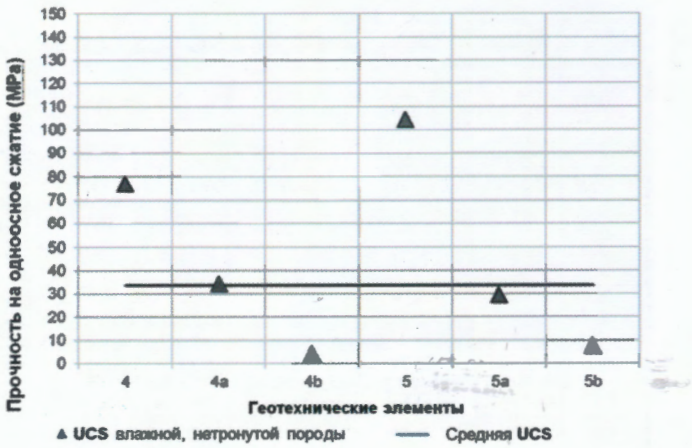


Рис. 8. Модель № 2. Прочность ненарушенных пород для геотехнических элементов (GTE)

Геолого-геотехническая модель № 2 на основании источника [3]. Здесь породный массив выделен на геотехнические элементы GTE (инженерно-геологические элементы ИГЭ), которые классифицированы по шкале проф. Протодьяконова (по нормативной документации Украины) на основании коэффициента крепости *f* и его взаимосвязи с прочностью пород на одноосное сжатие (UCS, данные лабораторных испытаний). Геотехнические элементы определялись на основании превалирующего типа породы (песчаник или аргиллит), прочности ненарушенной породы и степени трещиноватости (табл. 3).

Результаты геофизических исследований и лабораторных испытаний пород геомассива представлены в таблице 4.

В модели № 2 оценка физико-механических свойств пород произведена на основе интерпретации, сопоставления, взаимной увязки результатов бурения, геофизических и лабораторных работ с учётом материалов изысканий прошлых лет непосредственно на участке строительства тоннеля. Толща пород, слагающих рассматриваемую территорию, расчленена на 10 инженерно-геологических элементов (ИГЭ)/геотехнических элементов (GTE).

Модель представляет собой отобранные лабораторные данные по образцам горных пород и поверхностных грунтов. Лабораторные данные относительно горных пород включают содержание влаги, плотность и прочность на одноосное сжатие (UCS). Значения прочности на одноосное сжатие служат одним из параметров для определения геотехнических элементов GTE и основной вводной характеристикой для классификации горных пород по Протодьяко-

Таблица 3

Модель № 2. Геотехническая классификация геотехнических элементов (GTE) (по Протодьяконову)

Геотехнические элементы (GTE)		Классификация по Протодьяконову
№	Характеристики	*f*
4	Толщи аргиллита и алевролита массивные, трещиноватые, плотные, с прослойками размягченного песчаника	Не ожидаются по оси тоннеля
4a	Толщи аргиллита и алевролита средней трещиноватости и прочности с прослойками размягченного песчаника	3
4b	Толщи аргиллита и алевролита, выветренные, сильной до средней трещиноватости, низкой прочности (сопротивляемости), с прослойками размягченного песчаника	1
5	Массивный песчаник, прочный, с прослойками неразмягченного аргиллита и алевролита	8
5a	Трещиноватый песчаник средней прочности с прослойками неразмягченного аргиллита и алевролита	4
5b	Сильно трещиноватый песчаник низкой прочности с прослойками неразмягченного аргиллита и алевролита	2
Разрушенный	Обломочный материал (обломочная брекчия)	1

Таблица 4

Модель № 2. Геотехнические параметры для геотехнических элементов (GTE)

Номер ИГЭ	Коэфф. крепости *f* по Протодьяконову	Плотность грунта, г/см^3	Угол внутреннего трения, град.	Удельное сцепление, МПа	Прочность на сжатие, *Rc*		Кажущийся угол внутр. трения, град.	Модуль упругости, МПа		Модуль общей деформации *E*, МПа	Коэфф. удельн. упругого сопротивления	Коэфф. Пуассона
					Возд. сухое состояние	Водонасыщ. состояние		Динамический *E* дин.	Статический *E* стат.			
4	6	2,75	29	100	88,2	76,9	81	27498	15364	1500	150	0,37
4a	3	2,69	27	40	46,1	34,0	71	19921	10674	1300	96	0,36
4b	1	2,59	26	30	5,9	4,1	45	12858	6593	500	39	0,29
5	8	2,72	33	100	124,4	104,4	83	18731	9903	1700	200	0,39
5a	4	2,67	31	50	53,4	29,2	76	17840	9402	1200	88	0,37
5b	2	2,58	29	40	9,0	7,7	63	11083	5486	600	44	0,36

нову. Статистическая оценка данных по UCS показывает, что средние значения UCS (отдельно для сухих и мокрых образцов) были, в основном, выбраны в качестве геотехнических параметров для каждого геотехнического элемента (см. табл. 4).

Типичные значения прочности на одноосное сжатие для всех геотехнических элементов GTE показаны на рис. 8. Среднее значение UCS по длине тоннеля составляет 34 МПа.

Анализ-сравнение геолого-геотехнических моделей № 1 и № 2. Модели описывают типы пород стратиграфического слоя P_3kr_1 (с несколько отличающейся терминологией), включающего песчаники и алевролиты, аргиллиты, алевроаргиллиты и только сланцы, и только аргиллиты соответственно. Различия в терминологии несущественны для геотехнического сравнения.

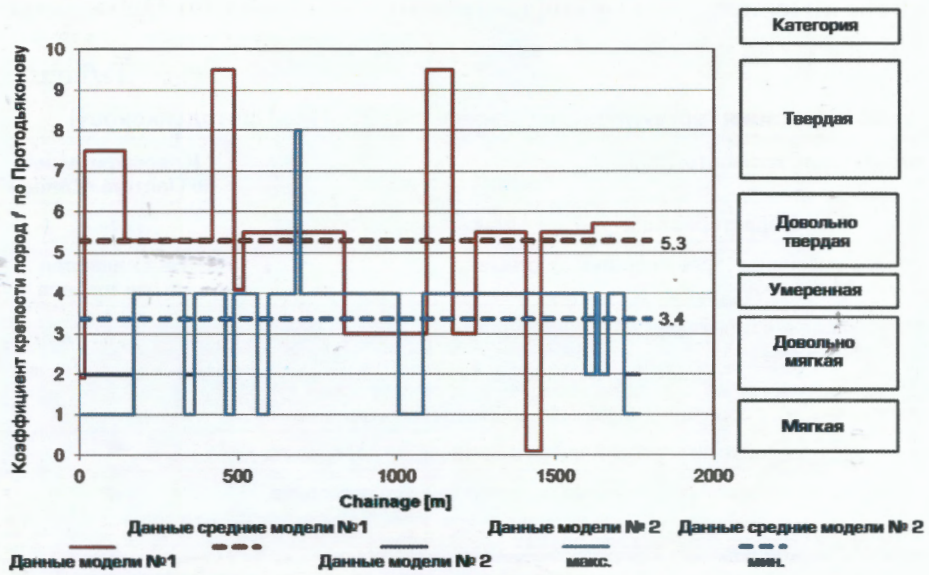


Рис. 9. Сравнительная таблица данных в моделях № 1 и № 2

В этих моделях применены разные подходы. Эти различия особенно существенны по отношению к общей классификации горной массы и прогнозированию классов горных пород по трассе тоннеля, что ограничивает прямое сравнение соответствующих геотехнических элементов. В обеих моделях определены однородные секции по оси тоннеля, для которых характерны специфические свойства литологии и горных пород. Подходы к их определению значительно различаются.

В модели № 1 однородную секцию по оси тоннеля называют «элементом горной массы тоннеля» (RMTU). Эти элементы последовательно пронумерованы. Каждый элемент RMTU состоит из определенного процентного спектра типов пород (см. табл. 2), но включает только один класс горной породы (Q и RMR, см. табл. 1). Это означает, что в секциях значительной длины вдоль оси тоннеля геотехнические условия практически остаются постоянными.

В модели № 2 однородная секция включает один или два разных «геотехнических элемента» (GTE), распределение которых не указано. Исключением является прочность ненарушенных пород на одноосное сжатие (UCS), что является одной из основных вводных данных для классов Q и RMR согласно классификации горных пород в модели № 1. Она также является основой нормативной клас-

сификации Украины по Протодьяконову. Значения прочности на одноосное сжатие имеются для обеих моделей. В модели №1 типовые значения UCS определены для каждого RMTU (осевой секции и элемента горной массы), в модели № 2 значения UCS были определены лабораторным тестированием образцов кернов.

Сравнение данных прочности на одноосное сжатие в обеих моделях показывает, что значения UCS модели № 2, в основном, ниже чем в тендерной модели № 1. Средневзвешенный показатель UCS 34МПа для модели № 2 на 36 % ниже среднего значения 53 МПа в модели № 1.

Натурные исследования флишевого породного массива в условиях строительства Бескидского тоннеля. Согласно геолого-геотехнической модели № 2, крепость породы по шкале Протодьяконова колеблется от 2 до 8 (см. табл. 3). Причина значительного разброса в значениях коэффициента крепости пород, определенного стандартизованным методом (ГОСТ 21153.1-75), подробно рассмотрена в статье [4]. На основании геологоразведки (опережающего разведочного кернового бурения), инженерно-геологического обеспечения проходческих работ в конкретных условиях проходки Бескидского тоннеля и анализа полученных результатов предлагаем методологию классификации породного массива, приведенную в таблице 5.

Таблица 5

Метод классификации породного массива переслаивающих геотехнических пластов

№ метода	Описание
1	Если два или более геотехнических пласта, имеющих сопоставимые геотехнические свойства, переслаиваются, то для классификации использовать средневзвешенное значение (отношение массы к объему)
2	Если различие свойств геотехнических пластов слишком большое для усреднения, тогда усреднение массы не допускается. В этом случае используется один из следующих двух методов: **а** – если слои слабого переслаивающего геотехнического пласта относительно тонкие (до 0,3 м) между более прочными пластами, тогда более слабый пласт рассматривается как материал (заполнитель), в более прочном породном массиве; **б** – если слои переслаивающего слабого геотехнического пласта относительно толстые (более 0,3 м), то свойство пласта принимается равным свойствам более слабого пласта

Таким образом, трасса тоннеля была разделена на «секции» и выполнена их классификация согласно описанной методологии. Геотехнические пласты «секций» были исследованы

Рис. 10. Стройплощадка Восточного портала

лабораторным путём и определены: деформационные и прочностные характеристики наиболее прочного и наиболее слабого пластов [1].

Все полученные параметры сведены в таблицу 6.

Определение деформационных и прочностных характеристик флишевого геомассива с учётом трещиноватости, анизотропности и неоднородности скальной среды. На основе проведенных натурных исследований флишевого геомассива с использованием системы Q появилась возможность численно определить модуль деформации анизотропного *геомассива* $E_м$ эмпирическим методом и провести сравнение полученных данных с модулем деформации *породного образца* E_0 пластов «секций». Подобный анализ необходим для выполнения дальнейших исследований с вводом полученных значений в соответствующую расчётную модель скального геомассива (модель трещиноватых пород -Jointed Rock Mass model).

Для определения $E_м$ при значениях $Q<1$ необходимо выполнить перевод с Q-системы оценки скального массива (Barton et al., 1974) в систему оценки Rock Mass Rating (RMR) (Bieniawski, 1973) через следующую корреляционную зависимость [5]:

$$RMR \approx 15 \log Q + 50 .$$

В работе (Serafim, Pereira, 1983) предлагается выражение для определения $E_м$ на базе системы RMR, а именно [5]:

$$E_м = 10^{\frac{RMR-10}{40}}, \text{ ГПа.}$$

Для выполнения дальнейших расчётных исследований методом конечных элементов под конкретную модель геомассива необходимо определить (для каждого геотехнического пласта «секций»): модуль деформации в направле-

Таблица 6

№ секции	Метод классификации		Q (Barton et al., 1974)	RMR (Bieniawski, 1973)	$E_м$, ГПа	E_{II}, ГПа	$E_{\perp}$, ГПа
I	№ 1		0,007	18	1,6	1,1	0,6
II	№ 1		0,002	11	1,0	0,7	0,4
III	№ 2a	прочный пласт	0,11	36	4,7	4,0	2,3
		слабый пласт (заполнитель)	0,002	11	1,0	0,7	0,4
IV	№ 2b		0,034	28	2,8	2,3	1,3

нии, параллельном напластованию флишевых слоёв E_{II} и в перпендикулярном напластованию флишевых слоёв $E_{\perp}$.

Определение данных значений модулей деформации широко описано в работе [6]. Многочисленные исследования позволили сформулировать следующие зависимости:

$$E_{\perp} = 0{,}4 \cdot E_м; \quad E_{II} = 0{,}7 \cdot E_м .$$

Полученные эмпирические значения $E_{\perp}$ и E_{II} для каждого геотехнического пласта «секции» сравнивались с лабораторными значениями [1]. По итогам данного анализа принималось решение об окончательном значении этих параметров по следующему принципу: если эмпирические значения $E_{\perp}$ и E_{II} оказывались ***больше*** чем значения модуля деформации породного образца E_0, то как окончательное расчётное значение модуля деформации пластов «секций» принимались значения $E_{\perp}$ и E_{II}; а если ***меньше***, то как окончательное расчётное значение модуля деформации пластов «секций» принималось значение E_0.

По данному принципу были определены все основные деформационные характеристики флишевого геомассива под усовершенствованную расчётную модель анизотропной среды (модель трещиноватых пород -Jointed Rock Mass model, [7]). Значения характеристик приведены в таблице 6.

Выводы. Проведены исследования двух геолого-геотехнических моделей классификации флишевого породного массива участка строительства Бескидского тоннеля.

На основании анализа моделей и натурных исследований, выполненных непосредственно во время проходки тоннеля, установлено:

- Классификация горных пород по шкале проф. М.М. Протодьяконова несовершенна для условий анизотропного геомассива (породы флишевой толщи).
- Породный массив на участке строительства Бескидского тоннеля состоит из отложений флиша, характеризующегося частой сменой слоев песчаника, алеврита, глинистого аргиллита и сланцевой глины, что не дает возможности подробно детализировать расположение различных геотехнических пластов, которые встречаются на всем протяжении тоннеля. Для описания породного массива предложена методология классификации переслаивающихся геотехнических пластов.
- Для выполнения численного моделирования с использованием программ, основанных на МКЭ, предложена методика определения физико-механических характеристик флишевого породного массива под определенную геотехническую модель (модель трещиноватых пород -Jointed Rock Mass model, [7]), которая наиболее полно описывает поведение анизотропной среды.

[1] Геологічна будова Бескидського залізничного тунелю. Пояснювальна записка. Том I. Будівельна Асоціація «Інтербудмонтаж». Приватне Акціонерне Товариство «Інтербудтонель», 2017 р.

[2] Инженерно-геологические исследования зоны Бескидского тоннеля («Witteveen+Boss» и ITC – Международный институт Геоинфоматики и изучения Земли, 2007 г.).

[3] Научно-технический отчёт о результатах комплексных инженерных изысканий (Киевский институт инженерных изысканий и исследований «Энергопроект», 2012 г.).

[4] *Стовпник С.Н., Осипов А.С.* Обоснование нового подхода в проектировании временной крепи для условий флишевого сложения геомассива при строительстве Бескидского тоннеля – Гірничий вісник – Криворізький національний університет, 2017 – Выпуск №102, – С. 67–73.

[5] *Зерцалов М.Г.* «Механика грунтов» (введение в механику скальных грунтов). – Издательство Ассоциации строительных вузов – М.:, 2006 г.

[6] *Баклашев И.В.* «Геомеханика» Том 1. Основы геомеханики – М.:, Издательство Московского Государственного Горного Университета, Высшее Горное образование, 2004 г.

[7] Plaxis 2D/3D. Руководство пользователя. Часть 3. Пособие по моделям материалов, «НИП-Информатика». – Санкт-Петербург, 2012 г.

Надійшла 10.01.2018 р.

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ТА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НОВОЇ СТРУКТУРНО-ВАНТОВОЇ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ

Л.І. Стороженко
професор кафедри конструкцій із металу, дерева і пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, д.т.н., професор

Г.М. Гасій
докторант кафедри конструкцій із металу, дерева і пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, к.т.н., доцент

Структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція – новий вид просторової двопоясної системи. Її основне застосування – це покриття будівель і споруд різного призначення, зокрема ангарів аеропортів, машинних галерей, депо, споруд гірничої та металургійної промисловості, спортивних арен, стадіонів тощо [1–3].

Конструкції притаманні високі міцнісні характеристики і техніко-економічні показники завдяки ефективному поєднанню конструктивних елементів та будівельних матеріалів [4–7]. Також конструкція має простіші у виготовленні й улаштуванні вузлові з'єднання ніж традиційні структурні конструкції та є менш деформативною ніж вантові [8, 9]. До того ж вона більш архітектурно виразніша, має низьку вагу і є ресурсоекономнішою у порівнянні з іншими видами конструкцій при аналогічних розмірах та несучій здатності [10].

Метою розроблення просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції було отримання нового конкурентоздатного на ринку будівельних конструкцій рішення для покриття будівель і споруд у вигляді різноманітних оболонок та інших просторових форм.

Для підтвердження ефективності розробленої структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції, дослідження її просторової роботи та напружено-деформованого стану, окрім теоретичного обґрунтування новизни та визначення техніко-економічних показників, необхідно провести її експериментальне випробування.

Як дослідний зразок було виготовлено збірну структурно-вантову сталезалізобетонну конструкцію (рис. 1), яка складалася з просторових сталезалізобетонних модулів та гнучких елементів нижнього пояса.

Просторові сталезалізобетонні модулі мали розміри на плані 0,8×0,8 м та висоту 0,5 м. Залізобетонна плита такого модуля мала товщину 50 мм та виготовлялася з бетонної суміші на цементі марки М400 та армувалася сіткою.

Дослідна конструкція складалася за допомогою болтів (рис. 2).

Методика дослідження полягала у випробуванні експериментального повнорозмірного зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції на дію експлуата-

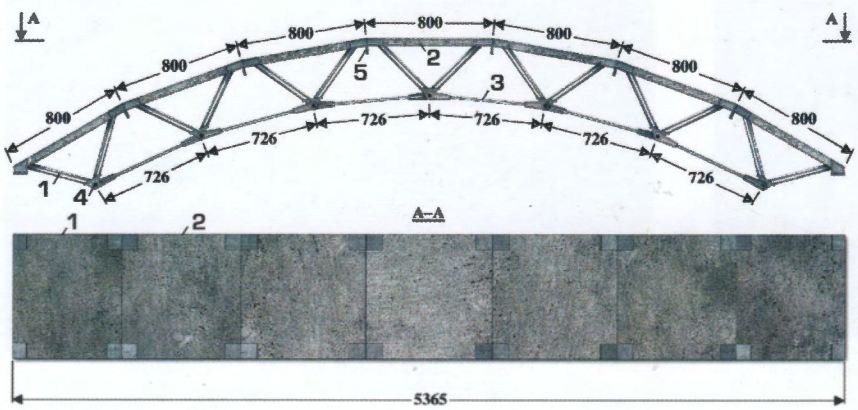


Рис. 1. Загальний вигляд експериментального зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції:
1 – опорний просторовий сталезалізобетонний модуль; **2** – прогоновий просторовий сталезалізобетонний модуль; **3** – гнучкий стрижневий елемент нижнього пояса; **4** – болтове з'єднання в площині нижнього пояса; **5** – болтове з'єднання в площині верхнього пояса

© Стороженко Л.І., Гасій Г.М.

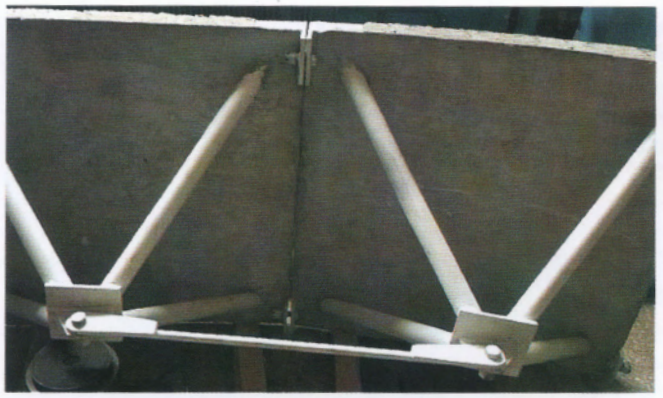


Рис. 2. Складання дослідної конструкції

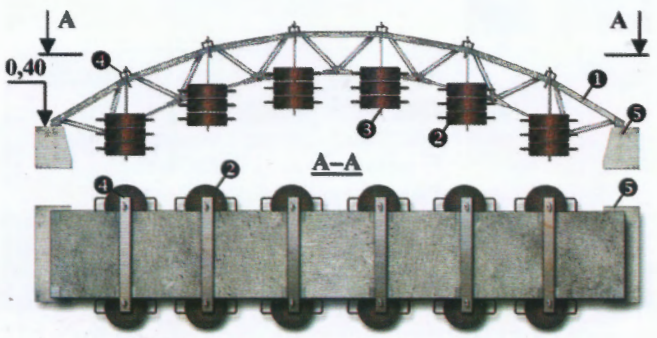


Рис. 3. Схема дослідження запроектованої конструкції:
1 – просторовий сталезалізобетонний модуль; 2 – вантаж; 3 – штанга; 4 – траверса; 5 – опора

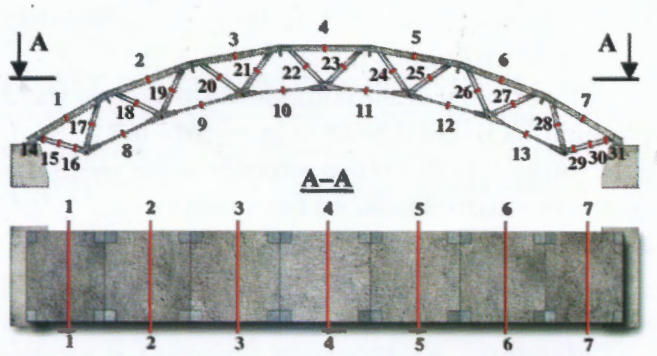


Рис. 4. Схема розміщення перерізів, в яких замірювалися деформації

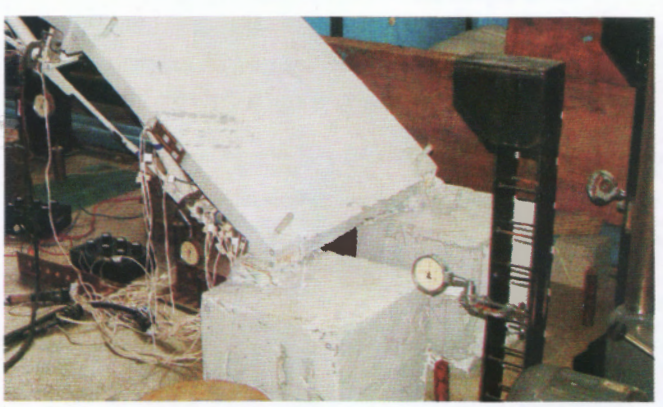


Рис. 5. Загальний вигляд розміщення обладнання для вимірювання переміщень

ційного навантаження (рис. 3) та проведенні комплексного й всебічного аналізу напружено-деформованого стану конструкції.

Для замірювання деформацій було застосовано тензометричний метод (рис. 4), а для вимірювання переміщень та прогинів конструкції – механічні прогиноміри. Деформації сталевих елементів замірювались за допомогою тензорезисторів із базою 20 мм, залізобетонних – 50 мм.

Прогиноміри розміщували у всіх вузлах нижнього пояса та в опорних вузлах конструкції (рис. 5).

Додатково для замірювання деформацій опорної ділянки конструкції було застосовано метод фотограмметрії (рис. 6).

Таке поєднання методів дозволило отримати необхідні дані та виконати ґрунтовний аналіз напружено-деформованого стану конструкції.

Випробування дослідної конструкції здійснювалося ступінчасто у декілька стадій. На початковій стадії завантаження склало суму власної ваги конструкції та вагу траверс, які були навішені на верхній пояс (рис. 7). На кожній наступній стадії випробування через систему тра-

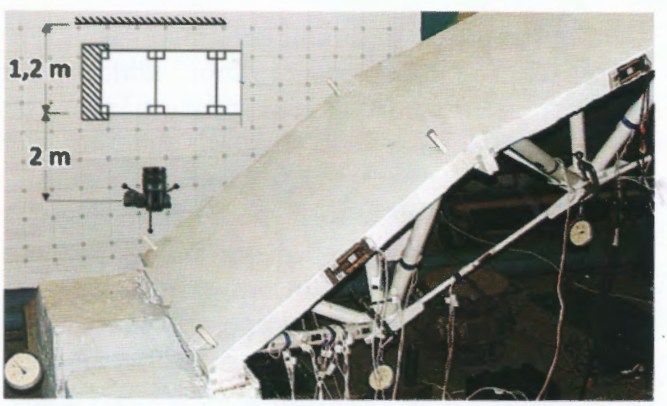


Рис. 6. Загальний вигляд розміщення обладнання для вимірювання переміщень методом фотограмметрії

Рис. 7. Загальний вигляд конструкції на початковій стадії випробування

верс на дослідну конструкцію прикладалася вага у 1,65 кН. Така вага досягалася шляхом навішування на траверси металевих вантажів. Завантаження виконували у десять стадій, при цьому загальна вага склала 20,5 кН.

Дані, отримані в результаті аналізу виконаного експерименту, дозволили встановити особливості роботи конструкції під навантаженням. Одночасно зі зняттям показів із вимірювального обладнання здійснювався візуальний огляд дослідної конструкції з метою виявлення тріщин, деформацій, руйнування вузлових з'єднань або елементів конструкції тощо. Слід зазначити, що згідно з розробленою методикою дослідження конструкція випробувалася на дію експлуатаційного навантаження, яке становило 70 % від руйнуючого, тобто зразок не руйнувався.

У результаті оброблення експериментальних даних були отримані залежності розвитку деформацій від рівня завантаження (рис. 8, 9).

Із аналізу наведених графіків очевидним є те, що конструкція працювала як єдина система, а розроблені вузли з'єднання забезпечили надійну і сумісну роботу її складових елементів.

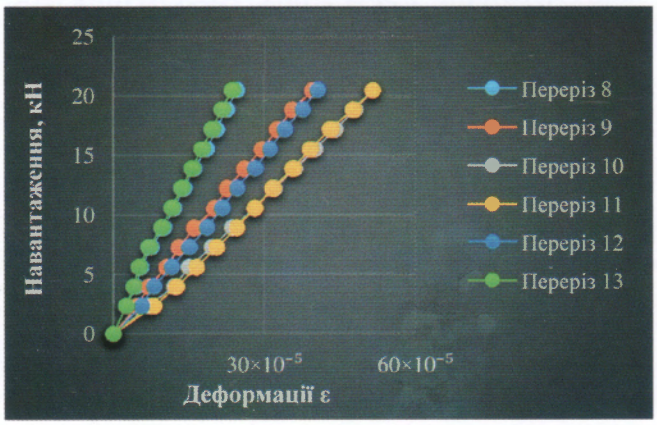


Рис. 8. Залежність $F-\varepsilon$ для нижнього пояса

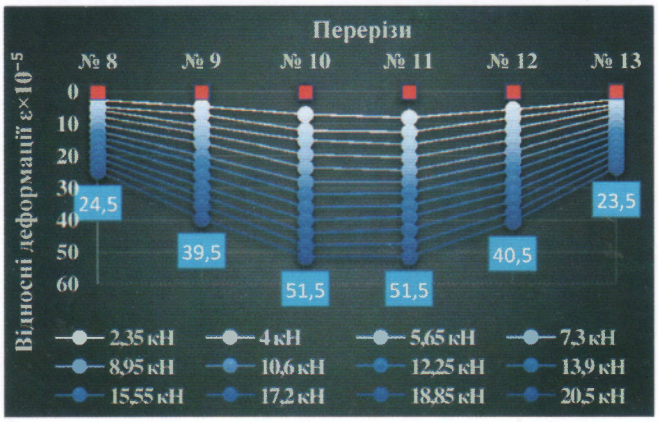


Рис. 9. Деформації нижнього пояса

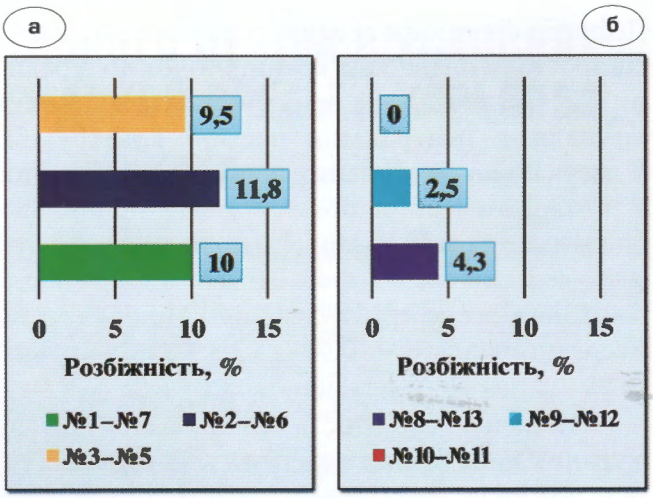


Рис. 10. Розбіжність деформацій в дзеркально розміщених перерізах:
а – верхній пояс; б – нижній пояс

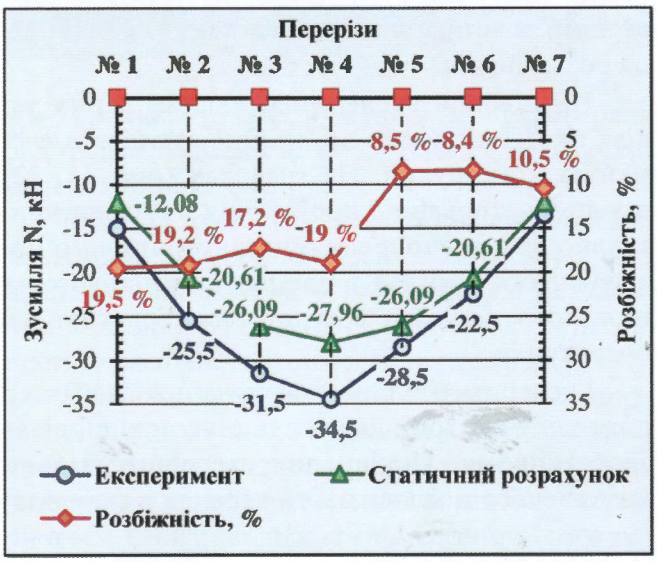


Рис. 11. Поздовжні зусилля в елементах верхнього пояса

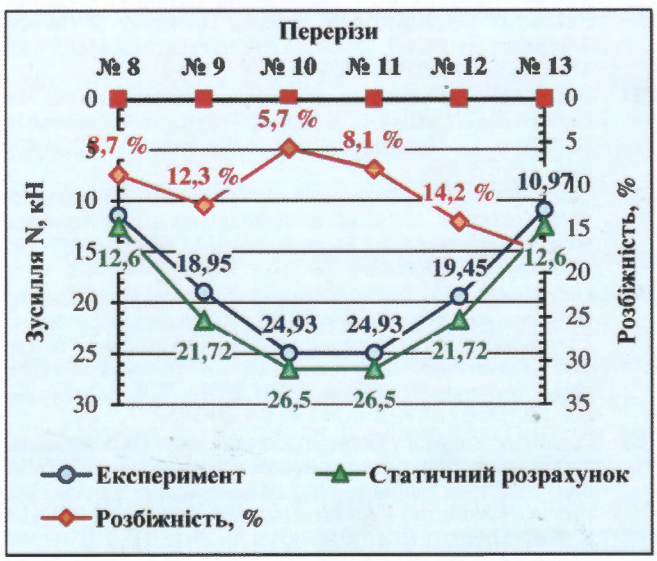


Рис. 12. Поздовжні зусилля в елементах нижнього пояса

Деформації вздовж верхнього та нижнього поясів зростали плавно від крайніх точок до середини. Як і очікувалося, максимальні деформації виникли в центральній частині конструкції. У дзеркально розміщених перерізах деформації у поздовжньому напрямку мали приблизно однакові значення. Максимальна розбіжність між усередненими деформаціями в дзеркально розташованих перерізах становила 11,8 % та 4,3 %, а середні значення – 10,4 % та 2,3 % для верхнього та нижнього поясів відповідно (рис. 10).

Незначна розбіжність деформацій у досліджуваних поперечних перерізах свідчить про те, що розподіл внутрішніх зусиль був рівномірним по всій конструкції. Такий розвиток деформацій вказує на те, що верхній та нижній пояси працювали на осьові зусилля, а саме верхній пояс працював на стискання, а нижній – на розтягнення.

На підставі експериментальних даних також було визначено внутрішнє зусилля в елементах конструкції. На графіках (рис. 11, 12) продемонстровано порівняння експериментально визначеної величини внутрішнього поздовжнього зусилля в елементах верхнього та нижнього поясів із результатом теоретичного розрахунку.

Експериментально визначений характер розподілу внутрішніх зусиль цілком відповідає теоретичному. Порівняння експериментально визначеного поздовжнього зусилля з результатом теоретичного розрахунку показало добру збіжність отриманих даних. Максимальна розбіжність між теоретичними та експериментальними даними 19,5 % та 17,7 %, а середня – 14,6 % та 11 % для верхнього та нижнього поясів відповідно.

Загалом дослідна конструкція працювала в пружній стадії, про що свідчить характер розвитку деформації. Експериментально встановлена схема деформування конструкції була очікуваною і відповідала теоретично визначеній.

Прогини в досліджуваних вузлах мали лінійну залежність протягом усього експерименту, що є звичайним при роботі конструкції у пружній стадії. Прогини вздовж конструкції зростали плавно від його крайніх до центральних вузлів. Як і очікувалося, максимальні вертикальні переміщення виникли посередині конструкції у вузлі 4. Вертикальні переміщення дзеркально розміщених вузлів були приблизно однакові. Максимальна розбіжність складала 3,1 %, а середня – 2,3 %.

Висновки.

На підставі отриманих експериментальних даних і раніше проведених теоретичних досліджень можна стверджувати, що запропонована конструкція є ефективною та має високі техніко-економічні показники завдяки чому з успіхом може застосовуватися в різних галузях будівництва при зведенні покриття будівель і споруд.

[1] *Gasii G.M.* Types of steel and concrete composite cable space frames / G.M. Gasii // Science and Transport Progress. Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport. – 2016. – № 6 (66). – P. 158–165. doi: 10.15802/stp2016/90514.

[2] *Gasii G.M.* Technological and design features of flat-rod elements with usage of composite reinforced concrete / G.M. Gasii // Metallurgical and Mining Industry. – 2014. – №4. – P. 23–25.

[3] *Storozhenko L.I.* Experimental research of strain-stress state of ferrocement slabs of composite reinforced concrete structure elements/L.I. Storozhenko, G.M. Gasii//Metallurgical and Mining Industry. – 2014. – № 6. – P. 40–42.

[4] *Стороженко Л.И.* Особенности конструкции и технологии монтажа новых пространственных сталежелезобетонных структурно-вантовых покрытий / Л.И. Стороженко, Г.М. Гасий, С.А. Гапченко // Восточно-европейский журнал передовых технологий. – 2014. – № 1 (70). – Т. 4. – С. 67–72. doi: 10.15587/1729-4061.2014.26041.

[5] *Гасий Г.М.* К выбору формы пространственных сталежелезобетонных структурно-вантовых конструкций / Г.М. Гасий//Вестник Национальной инженерной академии Республики Казахстан. – Алматы: НИА РК, 2017. – № 2 (64). – С. 152–156.

[6] *Гасий Г.М.* Эффективные конструктивные решения для пространственных сталежелезобетонных несущих элементов / Г.М. Гасий, О.С. Заболотский // КазБСКА ХАБАРШЫСЫ. – Алматы: КазБСКА, 2016. – № 3 (61). – С. 94–103.

[7] *Стороженко Л.І.* Особливості будови та базові положення щодо проектування й виробництва просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції // Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2017. – № 2. – С. 29–33.

[8] *Gasii G.* Estimate of technical and economic benefits of a new space composite structure / G. Gasii, O. Hasii, O. Zabolotskyi // MATEC Web of Conferences. – 2017. – № 116. doi: 10.1051/matecconf/201711602014.

[9] *Gasii G.* Experimental investigation of displacement of the support nodes of the steel and concrete composite cable space frames / Grygorii Gasii // Proceedings XVII International scientific conference VSU'2017, Sofia, Bulgaria, 8-9 June, 2017. – Sofia: VSU, 2017. – Vol. 1. – P. 197–201.

[10] *Gasii G.M.* Comparative characteristics of the spatial grid-cable steel-concrete composite slab / G.M. Gasii // Вісник Національного університету Львівська політехніка. Теорія і практика будівництва. – 2016. – № 844. – С. 260–265.

Надійшла 31.08.2017 р.

ВОЗВЕДЕНИЕ ТОРГОВО-РАЗВЛЕКАТЕЛЬНОГО ЦЕНТРА В УСЛОВИЯХ ИСТОРИЧЕСКИ СЛОЖИВШЕЙСЯ ГОРОДСКОЙ СРЕДЫ г. ХАРЬКОВА

Д.Ф. Гончаренко
проректор по научно-педагогической работе Харьковского национального университета строительства и архитектуры, д.т.н., профессор

Р.И. Гудилин
аспирант Харьковского национального университета строительства и архитектуры

В современных условиях в качестве инвесторов торгово-развлекательных центров, как правило, привлекаются частные компании или индивидуальные предприниматели, которые выдвигают следующие требования к таким объектам: в стесненных условиях городской среды здание должно располагаться на участке, имеющем необходимую городскую инфраструктуру; территория, на которой возводится объект, должна иметь достаточную площадь для парковки автомобилей посетителей и автомобилей, доставляющих товары на склад и к месту их продажи. Строительство таких объектов должно иметь гарантию быстрой окупаемости.

Перечисленные требования ставят перед проектировщиками и строителями задачи, от решения которых зависит эффективность возведения объекта, а именно: выполнение строительно-монтажных работ в стесненных условиях исторически сложившейся городской среды; введение объекта в эксплуатацию в указанные проектом сроки; высокая энергоэффективность строительства объекта.

В процессе проектирования рассматриваемых зданий особое внимание уделяется выбору района и места строительства, конструктивной схеме здания, несущим и ограждающим конструкциям, организационным и технологическим решениям строительно-монтажных работ [1].

Анализ строительства таких зданий показывает [2, 3], что они в основном возводились из сборного железобетона. В то же время на протяжении многих лет в странах Европы применяются металлические конструкции.

В последние годы их использование для строительства торговых и торгово-развлекательных центров находит широкое применение и в Украине, что обусловлено в первую очередь быстрыми темпами их возведения и невысокой материалоемкостью.

Рис. 1. Торгово-развлекательный центр в г. Харькове по ул. Дудинской, 1-А

Высокая точность изготовления несущих металлических конструкций даёт возможность осуществлять их монтаж безвыверочным методом, что, в свою очередь, сокращает продолжительность и уменьшает стоимость монтажных работ.

Целью данной работы является исследование технологического процесса монтажа металлических конструкций каркаса торгово-развлекательного центра в стесненных условиях исторически сложившейся среды Октябрьского района г. Харькова, изготовленных на заводе с применением современных технологий.

Появление в Украине заводов по производству металлоконструкций, оснащенных высокоточным современным оборудованием, способствовало увеличению объема строительства зданий, несущими элементами которых являются высокоточные современные металлические конструкции.

В 2017 г. с использованием металлических конструкций, изготовленных Центром каркасного строительства (CSK) в г. Днепр, началось строительство торгово-развлекательного центра по ул. Дудинской, 1-А в г. Харькове (рис. 1).

Объект возводится в условиях плотно заселенной территории Октябрьского района города, что требует принятия неординарных решений в процессе инженерной подготовки строительства объекта и организационно-технологических решений по монтажу каркаса здания.

© Гончаренко Д.Ф., Гудилин Р.И.

Рис. 2. Монтаж металлоконструкций нулевого цикла и плит перекрытий

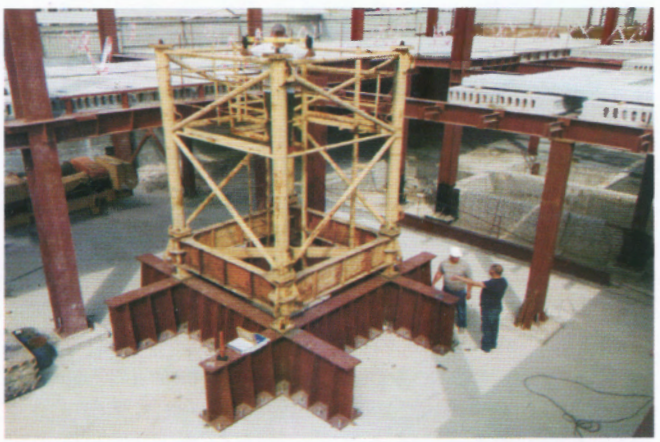


Рис. 3. Начало монтажа башенного крана КБ-675РК на опорную конструкцию

Рис. 4. Монтаж башенного крана

Расположение строящегося объекта в стесненных условиях исторически сложившейся городской среды привело к усложнению производства строительно-монтажных работ, что обусловлено следующими обстоятельствами: сложностью выполнения строительно-монтажных работ из-за наличия расположенных рядом с объектом зданий и проходящего городского транспорта, необходимостью совмещения во времени различных технологических процессов и согласованности работы большого количества работающих машин и оборудования, а также значительным количеством возникающих в процессе монтажа конструкций опасных зон на объекте и др.

В процессе инженерной подготовки было установлено, что выполнять монтаж каркаса здания одним краном не представляется возможным по целому ряду причин, поэтому было принято решение использовать несколько кранов.

Так монтаж конструкций нулевого цикла выполнялся с использованием автомобильного крана КТА-25. Периодически привлекались к работе еще два автомобильных крана МАЗ 5337, при помощи которых выполнялись разгрузка и складирование на приобъектном складе металлических конструкций, а также монтаж плит перекрытий (рис. 2).

Из-за большой площади строящегося объекта использовать автокран для монтажа всех несущих конструкций оказалось невозможным, что связано с ограничением вылета его стрелы. В связи с этим ещё на стадии проектирования было принято решение использовать один башенный кран КБ-675 РК, установив его в центре здания, что позволяло осуществлять монтаж практически всех конструкций. Кроме этого такое расположение крана оставляло место для устройства приобъектных складов в стесненных условиях строительства объекта и давало возможность максимально охватить всю площадь здания, сведя к минимуму влияние на внеплощадочное пространство.

В связи с низкими показателями несущей способности грунтов, фундамент под здание выполнялся в виде монолитной железобетонной плиты, поэтому согласно проекту кран должен был устанавливаться непосредственно на эту плиту. Для равномерной передачи нагрузки от крана на фундамент здания было разработано специальную металлическую опорную конструкцию, которая крепилась к фундаментной плите с помощью анкеров Hilti (рис. 3).

Монтаж башенного крана производился при помощи автокрана TADANO FAUN (рис. 4),

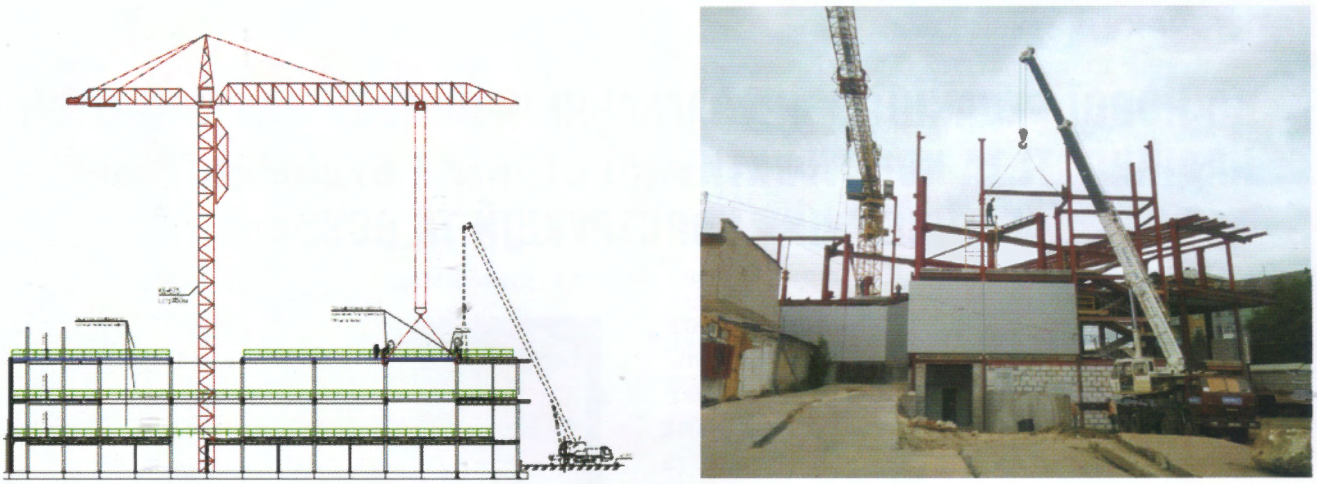


Рис. 5. Схема монтажа здания одновременно двумя кранами

для заезда и выезда которого не предусматривался монтаж в отдельном пролете балок и плит перекрытия. Эти балки и плиты были смонтированы после выезда автокрана TADANO FAUN. Благодаря изготовлению металлических балок с высокой точностью в заводских условиях их монтаж был осуществлен в кратчайшие сроки безвыверочным методом.

Принимая во внимание, что вылета стрелы крана КБ-675РК недостаточно для охвата всей монтируемой площади здания, монтаж конструкций на недосягаемой площади выполнялся автомобильными кранами МАЗ 5337, КТА-25 (рис. 5).

Демонтаж крана КБ-675РК, а также монтаж конструкций на месте его стоянки производился автокраном LIEBHER LTM 110.

Использование нескольких различных по своим монтажным характеристикам кранов позволило сократить продолжительность и уменьшить стоимость строительства здания.

Следует отметить высокую заводскую точность изготовления металлических конструкций на современных высокопроизводительных станках, что позволило свести к минимуму дефекты элементов и неточности при монтаже безвыверочным методом. Кроме этого, использование безвыверочного монтажа существенно снизило влияние человеческого фактора на качество монтажа металлических конструкций, а также способствовало сокращению фактического срока продолжительности строительства более чем на 20 % относительно расчетного. При этом расчетные технико-экономические показатели составили: продолжительность строительства – 26,3 мес., нормативная трудоемкость строительства – 24854 чел. дней, среднемесячная потребность в рабочих – 46 чел.

Опыт, полученный при возведении данного объекта, может быть широко использован при строительстве торговых и торгово-развлекательных центров.

Выводы.

Изготовление металлических конструкций на заводе с высокоточным современным технологическим оборудованием позволяет вести их монтаж безвыверочным методом, в результате чего сокращается продолжительность и снижается стоимость строительно-монтажных работ.

Применение для монтажа металлических конструкций и плит перекрытия торгово-развлекательных центров кранов с различными монтажными характеристиками дает возможность достичь значительной экономической эффективности в стесненных условиях исторически сложившейся городской среды.

[1] *Слюсаренко Ю.С.* Проблеми будівництва в ущільненій міській забудові/Слюсаренко Ю.С. // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 71. – С. 15–22.

[2] *Разумова О.В.* Эффективность применения стальных конструкций в жилищно-гражданском строительстве/ Разумова О.В. // Новини науки Придніпров'я. – 2011. – № 4. – С. 83–85.

[3] *Адрианов В.П.* Опыт использования научно-технических достижений в практике металлостроительства // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2014. – Вип. 81. – С. 166–170.

Надійшла 22.01.2018 р.

Точка зору

ДО НОВОЇ РЕДАКЦІЇ ДБН «ЗАГАЛЬНІ ПРИНЦИПИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НАДІЙНОСТІ ТА КОНСТРУКТИВНОЇ БЕЗПЕКИ БУДІВЕЛЬ, СПОРУД, БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ОСНОВ»

А.І. Лантух-Лященко
професор Національного транспортного університету, д.т.н., професор

В Україні, під егідою Мінрегіону, широко розгорнулась робота з розроблення національної бази нормативного і методичного регулювання в будівництві. Зусиллями українських науковців, проектантів у галузі будівництва та спеціалістів Департаменту нормативного регулювання Мінрегіону вперше на терені пострадянських країн була побудована система технічного регулювання, аналогічна європейській. Прийнято Закон України «Про будівельні норми», яким встановлено якісно новий підхід до будівельних норм. Введена європейська процедура підтвердження придатності нових будівельних виробів до застосування. Створені системи базових організацій з науково-технічної діяльності та технічних комітетів у будівництві.

За останні 10 років було актуалізовано більш ніж 300 ДБН, СНиП, СН, гармонізовані та прийняті як паралельна гілка проектування всі 58 документів Єврокоду. Серед нормативів немало унікальних, принципово новітніх, одним із них є ДБН В.1.2-14-2008 [2]. За час, що минув, до цього документа накопичились зауваження не тільки редакційного характеру, а й принципово концептуальні. Наразі є нагальна потреба в адаптації нових, близьких до європейських, підходів оцінки і прогнозу надійності.

Глобальною метою документа, що розглядається, є формулювання принципів *керування і контролю надійності* будівельних конструкцій. Апаратом керування надійністю в ДБН прийнято «клас наслідків». Це нове для нас поняття (англ: «consequences classes») отримало своє нинішнє трактування в європейському стандарті ISO 2394 [6] і в заголовному документі Єврокодів – EN 1990, 2002 [3] (гармонізований документ – ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002 IDN). Це поняття служить критерієм диференціації надійності і ризику будівельних об'єктів (визначення наведено нижче) і не є апаратом керування надійністю. За ідеологією європейського стандарту ISO 2394 «клас наслідків» – це один із чинників керування надійністю в ланцюжку: клас наслідків → клас надійності → коефіцієнти надійності.

У чинному ДБН цей ланцюжок відсутній. Поняття «клас надійності» взагалі не згадується. Визначення коефіцієнтів надійності приведено в формі, якою практично неможливо скористатися. Процедура керування і контролю надійності зведена до обчислення параметрів Таблиці 1 (Розділ 5 ДБН В.1.2-14-2008) та аналогічної в ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 [4], за якими встановлюється клас наслідків. Таким чином, класифікація будівельних об'єктів за наслідками відмов абсолютизується, трактується як панацея в проблемі надійності, тоді як апарат керування надійністю, який має залежати від класу наслідків, не наводиться.

Вкрай негативним, на наш погляд, є положення, згідно з яким розрахунки, що підтверджують віднесення об'єкта до того чи іншого класу, є обов'язком проектувальника. Проект тепер має включати абсолютно новий розділ – класифікація об'єктів будівництва за класами наслідків, при цьому до розробки має залучатися замовник та організація наукового супроводження; сам клас наслідків може змінюватись у процесі розроблення проекту.

«У технічному завданні на проектування або в іншій договірній документації має бути вказаний клас відповідальності об'єкта, який визначається замовником за узгодженням із генеральним проектувальником та організацією, яка здійснює наукове супроводження проектних робіт. Цей клас має бути відомим власнику об'єкта і за згодою з ним може бути підвищений».

(Розділ 5, п. 5.1.4)

 © Лантух-Лященко А.І.

Більше того, визначення класу наслідків стало обов'язковим у проектах ремонту і реконструкції, що призвело до збільшення строків проектування і проходження експертизи, завищення вартості робіт, додаткових ризиків безпеки експлуатації споруд, пов'язаних із відтермінуванням ремонту. Нижче наводяться приклади проектів ремонту мостів Укрзалізниці при проходженні експертизи.

«1. «Капітальний ремонт опорних частин та підфермених блоків мосту на 1174 км. ПК-8 дільниці Помічна – Колосівка»;

– 03.11.2017 року отримано негативний Експертний висновок (невірно визначено клас наслідків – СС-2).

– 14.12.2017 року отримано позитивний Експертний звіт (клас наслідків визначено як СС-3).

При цьому слід зауважити, що проектні роботи та проведення експертизи тривали більше 6 місяців а будівельні роботи були виконані протягом 3 діб.

2. «Капітальний ремонт пішохідного мосту на 1299 км. ПК-10 ст. Одеса-Сортувальна».

– 26.01.2018 року отримано негативний Експертний висновок №0801047/1-17. Єдине зауваження – зміна класу наслідків з СС-2 на СС-3.

Слід зазначити, що капітальний ремонт існуючого пішохідного мосту передбачає лише заміну сходів, заміна прогонових будов проектом не передбачається».

(*З листа Укрзалізниці до Мінрегіону*)

Застосування нормативної методології класифікації класів наслідків призвело до парадоксальних результатів у документах нижчого рівня. Так, наприклад, у відомчому нормативному документі ГБН В.2.3-37641918-552:2015 «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів дорожнього будівництва» [1] наводиться наступний приклад.

«А.1 Приклад визначення класу наслідків (відповідальності) і категорії складності об'єкта дорожнього будівництва за ознаками можливої небезпеки для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті

Вихідні дані. Автомобільна дорога II категорії. Розрахункова швидкість, v – 90 км/год. Перспективна інтенсивність на 2034 р., Іт.о. – 3000 авт./добу. Протяжність ділянки, L – 2500 м, час постійного перебування людей на об'єкті становить 480 хв.

(Після нескладних розрахунків за наведеними вихідними даними визначається кількість осіб під загрозою).

Кількість осіб за характеристикою можливої небезпеки для здоров'я і життя людей

$N_n = 6{,}35 \times 3{,}47 \times 0{,}7 \times 480 = 7403$ чол.

Відповідно до вимог таблиці 1 ДБН В.1.2-14 та таблиці 1 ДСТУ-Н Б В.1.2-16 клас наслідків (відповідальності) за ознакою можлива небезпека для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті дорожнього будівництва, СС3 – значні наслідки. Категорія складності – V».

Як видно з приведених прикладів, «клас наслідків» виступає як самодостатнє поняття, яке не має прямого зв'язку з надійністю, не співпадає з усталеним в європейській нормативній базі [3, 5, 6, 7, 8, 9, 10] і в такому трактуванні не може слугувати важелем контролю і керування надійністю.

Окремо наголосимо, що безпосередньо в проектах не може використовуватись не тільки поняття «клас наслідків», а й інші положення нормативного документа, як це було сформульовано в редакції 2008 року:

«1.3 Ці Норми призначені для використання в якості керівного документа при розробленні будівельних норм, стандартів і інших документів (технічних умов, технічних регламентів) з вишукування, проектування, будівництва, технічної експлуатації або припинення експлуатації об'єктів будівництва та їх складових частин».

Є низка інших зауважень, які потребують уважного розгляду. Пропозиції змін до найбільш важливих положень ДБН В.1.2-14-2008 [2] у порядку дискусії наводяться нижче.

Концепція ДБН. Пропонується змінити концепцію ДБН залишивши за сферою його застосування один напрям – «керівного документа при розробленні будівельних норм, стандартів та інших документів нормативного регулювання в будівництві». Крім того, у визначенні сфери застосування важливо підкреслити, що «документ не є нормою прямої дії і не застосовується безпосередньо при проектуванні об'єктів будівництва». Не можна допустити, щоб нормативний документ виконував одночасно дві функції: методичного базису з забезпечення вимог надійності при розробленні норм проектування, іншої технічної документації і одночасно містив регламентації з надійності і безпеки в проектуванні конкретних об'єктів.

Регламентації з надійності і безпеки в чинних національних нормах є обов'язково. Ці регламентації, як відомо, введені через коефіцієнти надійності. Вони дають відхилення значень розрахункових характеристик матеріалів від середньостатистичних, відхилення розрахункових значень навантажень відносно середньостатистичних шляхом введення коефіцієнтів моделей навантажень, коефіцієнтів сполучень навантажень, коефіцієнтів відповідальності тощо. І взагалі – будь-які норми в галузі будівництва є набором вимог надійності і безпеки через належний вибір розрахункових характеристик матеріалів, адекватних моделей навантажень, задоволення нерівностей граничних станів. Наразі перед розробниками ДБН відповідних галузей стоїть задача модернізації вимог надійності, відповідності європейським стандартам.

Пропонується принципово змінити ідеологію та текст розділу 5 «КЛАСИФІКАЦІЯ БУДІВЕЛЬНИХ ОБ'ЄКТІВ». Принципові зміни такі:

- повністю видалити п. 5.1, включаючи таблицю 5.1, і замінити процедуру встановлення класу наслідків фіксованим переліком об'єктів, наведеним в обов'язковому Додатку А. Таким чином, класифікація будівель і споруд за класами наслідків виконується відповідно до вказівок Додатка А. У разі, коли об'єкт не включено до переліку Додатка А, укладач норм має класифікувати об'єкт керуючись загальновідомими принципами;
- ввести «класи надійності» і надати відповідність класам наслідків (таблиця наводиться далі);
- об'єкти комунікацій транспорту, зв'язку, енергетики, інших інженерних мереж відокремити від загального переліку за класами наслідків, як такі, для яких не встановлено числові параметри рівня надійності. Ці об'єкти класифікувати за трьома класами відповідальності.

Ці зміни відповідають принципам, що проголошені в міжнародному стандарті ISO 2394 [6] та в заголовному документі Єврокодів EN 1990, 2002 [3], які полягають у лінгвістичному визначенні класів наслідків і, що надзвичайно важливо, клас наслідків використовується як інструмент регламентації мінімальної проектної надійності будівель і споруд.

Термінологія. У чинному документі не наводяться декілька важливих термінів. Пропонується надати визначення наведених нижче термінів.

Диференціація надійності	Проектні рішення з надійності будівель і споруд направлені на соціально-економічну оптимізацію будівництва, які враховують наслідки можливих аварій та вартості об'єкта будівництва
Клас наслідків	Критерій диференціації надійності і ризику будівельних об'єктів (англ.: CC – Consequences Classes). Класи наслідків враховують втрати людських життів, економічні та соціальні втрати, збитки, нанесені довкіллю, спричинені можливим руйнуванням будівельних конструкцій
Клас надійності	Регламентовані мінімальні значення надійності елементів споруд (англ.: RC – Realibility Classes), відповідні кожному з класів наслідків CC
Коефіцієнт відповідальності	Коефіцієнт надійності, що враховує національну значущість конструкції і об'єкта в цілому, відповідно до класів наслідків
Надійність	Здатність споруди або елемента споруди виконувати задані функції в певних умовах експлуатації, зберігаючи протягом встановленого часу нормативні експлуатаційні показники, яка визначається ймовірністю того, що не буде порушено жодного з розрахункових граничних станів (ДБН В.2.3-22:2009)
Напівймовірнісний метод	Статистичний метод керування надійністю за допомогою коефіцієнтів, які визначаються у функції характеристики безпеки
Характеристика безпеки	Параметр, більше ніж одиниця, математично зв'язаний із надійністю, який вказує на межі інтервалу, в якому відмова неможлива (ДБН В.2.3-22:2009)

Керування надійністю. Розділ керування надійністю, який містить рекомендації з управління надійністю за напівймовірнісним методом, має бути домінантою нормативу. За цим методом розрахункові значення базових змінних – узагальнений опір та узагальнені навантаження і впливи – визначаються шляхом використання коефіцієнтів надійності. Саме коефіцієнти надійності привносять у визначення розрахункових значень базових змінних вплив випадкових чинників, які зменшують середні значення узагальненого опору та збільшують узагальнені навантаження. Визначаються коефіцієнти надійності в функції характеристики безпеки. Перевірка нерівностей граничних станів за розрахунковими значеннями узагальненого опору та навантажень і є апаратом керування надійністю.

У загальному випадку нелінійна функція граничного стану виражається через базові змінні

$$g(X_1, X_2, \ldots, X_n) = 0. \qquad (1)$$

Окрім залежності (1) розглядається ще два випадки:

- роботоспроможний стан

$$g(X_1, X_2, \ldots, X_n) \geq 0; \quad (2)$$

- нероботоспроможний стан

$$g(X_1, X_2, \ldots, X_n) < 0. \quad (3)$$

Ймовірність того, що відбудеться відмова, визначається залежністю

$$p_f = Prob[g < 0]. \quad (4)$$

Надійність визначається залежністю

$$P = Prob[g \geq 0] = 1 - p_f. \quad (5)$$

У термінах напівймовірнісного методу залежність (1) виражається через розрахункові значення

$$g(F_d, f_d, a_d, C, \gamma_n, \gamma_d) \geq 0, \quad (6)$$

де F_d – розрахункові значення навантажень; f_d – розрахункові значення міцності матеріалів або опору ґрунтів; a_d – розрахункові значення геометричних характеристик конструкції; C – обмеження експлуатаційної придатності (наприклад, допустиме граничне розкриття тріщини); γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю; γ_d – коефіцієнт надійності моделі.

Залежність (6) є символічним описом принципів методу. Розрахункові значення навантажень визначаються за формулою

$$F_d = \gamma_f F_r, \quad (7)$$

де F_r – характеристичне значення навантажень; γ_f – коефіцієнт надійності для навантажень.

Розрахункові значення міцності матеріалів або опору ґрунтів визначаються за формулою

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}, \quad (8)$$

де f_k – характеристичне значення міцності матеріалів або опору ґрунтів; γ_m – коефіцієнт надійності для матеріалів або ґрунтів.

Повністю процедуру оцінювання надійності за напівймовірнісним методом наведено в довідковому Додатку Б.

Для визначення коефіцієнтів надійності за напівймовірнісним методом вводиться три класи надійності (КН), які відповідають трьом класам наслідків (СС). Мінімальні рекомендовані значення характеристики безпеки наведено в таблиці Б1 Додатку Б. Для всіх будівельних об'єктів класів наслідків СС2 та СС1 профільними нормами мають бути визначені коефіцієнти надійності, які відповідають класам надійності КН2 та КН1. Для об'єктів класу наслідків СС3 коефіцієнти надійності визначаються за спеціальними технічними умовами.

Додаток Б (довідковий)

Проектування елементів за критерієм надійності

Б.1 Усі ймовірнісні розрахунки мають виконуватись з дотриманням фундаментальної нерівності методу граничних станів, який має задовольняти елемент, що проектується,

$$g = R(X_R) - E(X_E) \geq 0, \quad (Б.1)$$

де g – функція граничного стану; $R(X_R)$ – функція узагальненого опору елемента; $E(X_E)$ – функція узагальненого навантажувального ефекту елемента; X_R – базові змінні, якими виражається несна здатність елемента; X_E – базові змінні, якими виражається навантажувальний ефект елемента.

Б.2 Постулюється, що базові змінні, якими виражається несна здатність і навантажувальний ефект елемента, мають нормальний розподіл (закон розподілу Гауса) або логнормальний і між ними відсутня кореляція.

Б.3 Ймовірнісні розрахунки за критерієм надійності мають за мету пошук оптимального проекту при заданому рівні безпеки. За критерій приймається параметр – характеристика безпеки β, математично пов'язаний з надійністю. Характеристика безпеки через функцію граничного стану виражається формулою

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g}, \quad (Б.2)$$

де μ_g – середнє статистичне значення функції граничного стану; σ_g – середнє квадратичне відхилення функції граничного стану.

Ймовірність відмови, тобто ймовірність перевищення граничного стану виражена через характеристику безпеки, задається формулою

$$p_f = \Phi(-\beta), \quad (Б.3)$$

де p_f – ймовірність відмови; Ф – нормальна функція розподілу.

Характеристика безпеки в функції статистичних параметрів узагальненого опору і узагальненого навантажувального ефекту елемента виражається залежністю

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{(\sigma_R^2 + \sigma_E^2)^{1/2}}, \quad (Б.4)$$

де μ_R – середнє статистичне значення узагальненого опору елемента; μ_E – середнє статистичне значення узагальненого навантажувального ефекту елемента; σ_R – середнє квадратичне відхилення узагальненого опору елемента; σ_E – середнє квадратичне відхилення навантажувального ефекту елемента.

Графічна інтерпретація характеристики безпеки в безрозмірних координатах «узагальнений навантажувальний ефект – узагальнений опір» приведена на рис. Б.1

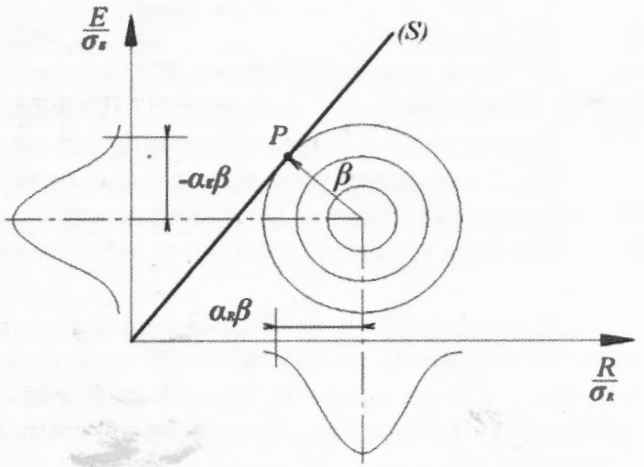


Рисунок Б.1 – Геометрична інтерпретація характеристики безпеки

Для фіксованих значень ймовірності відмови в таблиці Б.2 надається залежність між характеристикою безпеки β та ймовірністю відмови p_f.

Таблиця Б.1 – Співвідношення між характеристикою безпеки та ймовірністю відмови

Характеристика безпеки, β	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2
Ймовірність відмови, p_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}

Б.3 Мінімальні значення характеристики безпеки мають бути встановлені нормами. Для граничних станів за несною здатністю рекомендовані мінімальні значення, наведені в таблиці Б.2.

Мінімальні значення характеристики безпеки можуть бути зменшені в залежності від співвідношення «Відносна вартість заходів безпеки об'єкта – Можливі наслідки відмови будівельного об'єкта» згідно з таблицею Б.3.

Індикативні мінімальні значення характеристики безпеки β в залежності від видів розрахунків, що відповідають класу надійності КН2 (СС2) у випадку великих втрат через відмову, наведено в таблиці Б.4.

Таблиця Б.2 – Рекомендовані мінімальні значення характеристики безпеки для граничних станів за несною здатністю

Клас наслідків, СС	Клас надійності, КН	Мінімальні величини характеристики безпеки, β	
		Базовий період 1 рік	Базовий період 50* років
СС3	КН3	5,2	4,3
СС2	КН2	4,7	3,8
СС1	КН1	4,2	3,3

Примітка.
* – коли статистично незалежні максимальні значення визначені діями для базового періоду в один рік, то для іншого базового періоду їх значення отримуються за формулою

$$\Phi(\beta_n)=[\Phi(\beta_1)]^n. \qquad (Б.5)$$

Таблиця Б.3 – Можливі зменшення мінімальних значень характеристики безпеки в проектах норм

Відносна вартість заходів з безпеки об'єкта	Можливі наслідки відмови будівельного об'єкта			
	малі	дещо помірні	помірні	великі
Висока	0	1,5*	2,3	3.1**
Помірна	1,3	2,3	3,1	3,8***
Низька	2,3	3,1	3,8	4,3

Примітки:
* – для експлуатаційних граничних станів β = 0 – для зворотних станів і β = 1,5 для незворотних;
** – для граничних станів за втомою β = 2,3 до 3,1 в залежності від можливостей інспекції;
*** – для граничних станів за міцністю використовуються значення, відповідні класам надійності β = 3,1, 3,8 і 4,3.

Таблиця Б.4 – Мінімальні значення характеристики безпеки, клас надійності КН2

Вид розрахунків	Характеристика безпеки	
	Базовий період 1 рік	Базовий період 50 років
Розрахунки міцності	4,70	3,80
Розрахунки локальної стійкості	4,03	3,00
Розрахунки витривалості	3,32	2,00
Розрахунки деформацій	3,08	1,64
Розрахунки поздовжнього тріщиноутворення	3,08	1,64
Розрахунки поперечного тріщиноутворення	2,86	1,28

Примітка. У випадках, коли розподіл базової змінної суттєво відрізняється від нормального (або логнормального), характеристика безпеки є умовною мірою надійності.

Б.4 У практичних розрахунках зручно користуватись формулами характеристики безпеки, в яких мірою випадковості є так званий середній коефіцієнт запасу:

- у випадку нормального розподілу змінних

$$\beta = \frac{\gamma - 1}{\sqrt{V_E^2 + \gamma^2 V_R^2}}, \qquad (Б.6)$$

де V_E, V_R – коефіцієнти варіації узагальненого навантажувального ефекту та узагальненого опору елемента відповідно; γ – реальний середній коефіцієнт запасу

$$\gamma = \frac{\mu_R}{\mu_E}, \qquad (Б.7)$$

- у випадку логнормального розподілу змінних

$$\beta_{LN} = \frac{\ln\{\gamma[(1+V_E^2)/(1+V_R^2)]^{1/2}\}}{\{\ln[(1+V_R^2)+(1+V_E^2)]\}^{1/2}}. \qquad (Б.8)$$

При обмеженнях $V_R < 0{,}3$ та $V_E < 0{,}3$ характеристику безпеки β_{LN} (Б.12) можна обчислювати за наближеною формулою

$$\beta_{LN} = \frac{\ln(\mu_R/\mu_E)}{(V_R^2 + V_E^2)^{1/2}}. \qquad (Б.9)$$

Статистичний базис керування надійністю – коефіцієнти варіації узагальненого опору елемента та узагальненого навантажувального ефекту мають бути наведені в проектах норм.

Б.5 Розрахункові значення базових змінних X_i в (Б.1) визначаються через параметри закону розподілу, прийнятого для змінної. У випадку нормального розподілу змінних

$$X_i = \mu_i(1 - \alpha_i \beta V_i), \qquad (Б.10)$$

де μ_i – середнє статистичне значення базової змінної; α_i – коефіцієнти чутливості (напрямні косинуси) базової змінної (рис. Б.1); β – прийнята характеристика безпеки; V_i – коефіцієнт варіації базової змінної.

Коефіцієнти чутливості α_i вираховуються через стандарти змінних опору σ_R та навантаження σ_E:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}; \quad \alpha_E = \frac{-\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}, \qquad (Б.11)$$

де α_R, α_E – напрямні косинуси нормалі ОР (рис. Б.1).

Можна приймати середні значення:

$\alpha_R = 0{,}8$; $\alpha_E = -0{,}7$ за умови

$$0{,}16 < \sigma_E/\sigma_R < 7{,}6. \qquad (Б.12)$$

Нормами можуть рекомендуватися середні значення коефіцієнтів чутливості, наведені в таблиці Б.5.

Таблиця Б.5 – Коефіцієнти чутливості

Змінна	Коефіцієнти чутливості α_i
Домінуючий параметр опору	0,8
Інші параметри опору	0,4 × 0,8 = 0,32
Домінуючий параметр навантаження	–0,7
Інші параметри навантаження	–0,4 × 0,7 = – 0,28

У випадку логнормального розподілу розрахункові значення базових змінних представляються

$$X_i = \xi_i \exp(-\alpha_i \beta \eta_i), \qquad (Б.13)$$

де $$\xi_i = \frac{\mu_i}{\sqrt{1+V_i^2}} \qquad (Б.14)$$

та $$\eta_i = \sqrt{\ln(1+V_i^2)}. \qquad (Б.15)$$

Розрахункові значення базових змінних рухомих тимчасових навантажень, як складових узагальненого навантажувального ефекту елемента, можуть бути представлені розподілом Гумбеля

$$X_i = u - \frac{1}{a}\ln\{-\ln\Phi(-\alpha\beta)\}, \qquad (Б.16)$$

де $$u = \mu - \frac{0{,}577}{a}; \quad a = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}}. \qquad (Б.17)$$

Формули розрахункових значень базових змінних Б.10, Б.13, Б.16 дають залежності для обчислення коефіцієнтів надійності:

– до навантажень $\gamma_f = X_i/\mu_i$; (Б.18)

– до матеріалів $\gamma_m = \mu_i/X_i$, (Б.19)

де γ_f – коефіцієнт надійності до навантажень; γ_m – коефіцієнт надійності до матеріалів або ґрунтів.

Розрахункові значення навантажень визначаються за формулою

$$F_d = \gamma_f F_r, \qquad (Б.20)$$

де F_r – характеристичне значення навантажень.

Розрахункові значення міцності матеріалів або опору ґрунтів визначаються за формулою

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}, \qquad (Б.21)$$

де f_k – характеристичне значення міцності матеріалів або опору ґрунтів.

Б.7 Заданий рівень надійності забезпечується виконанням нерівності

$$\beta \geq \beta_{пот}, \qquad (Б.22)$$

де $\beta_{пот}$ – призначене мінімальне значення характеристики безпеки (табл. Б.1–Б.4); β – значення характеристики безпеки, обчисленого відносно запроектованого елемента за (Б.6) – (Б.9).

У процесі проектування елементів має перевірятися ймовірнісна модель, виражена через статистичні параметри опору та навантаження, – аналог фундаментальної нерівності методу граничних станів (Б.2):

$$\mu_R(1-\alpha_R\beta_d V_R) \geq \mu_E(1-\alpha_E\beta_d V_E), \qquad (Б.23)$$

де μ_R, μ_E – математичні сподівання узагальненого опору та навантаження відповідно; α_R, α_E – напрямні косинуси узагальненого опору та навантаження відповідно; β_d – проектне значення характеристики безпеки; V_R, V_E – коефіцієнти варіації узагальненого опору та навантаження відповідно.

Висновки. Підсумовуючи викладені пропозиції до нової редакції ДБН В.1.2-14-2008, наведемо основні положення:

- ДБН має бути адресований розробникам будівельних норм із проектування, будівництва, експлуатації та інших документів як методичні рекомендації з питань надійності і безпеки будівельних об'єктів. Цей документ не може бути нормою прямої дії;
- визначення класу наслідків, як інструмента диференціації надійності, має бути виконано *розробником норм* за фіксованим списком нової версії ДБН;
- процедура визначення мінімального рівня надійності і відповідних коефіцієнтів надійності не є прерогативою проектанта і встановлюється розробником норм.

Сподіваємося, що наведені тут обґрунтування зміни концепції ДБН з метою наближення до європейських стандартів є достатніми для того, щоб наші пропозиції були прийняті в новій версії нормативного документа.

Автор, користуючись нагодою, висловлює щиру подяку керівництву ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» О. Шимановському та В. Гордеєву за надану можливість широкої публічної дискусії з проблеми керування і контролю надійності будівельних конструкцій, а також провідним фахівцям будівельної галузі України Д. Барзиловичу та І. Лагуновій за їх кропітку роботу з розроблення та актуалізації національної бази нормативного і методичного регулювання в будівництві.

[1] ГБН Б.2.3-37641918-552:2015 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів дорожнього будівництва. Міністерство інфраструктури України. – К.: 2015.

[2] ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Мінрегіонбуд, Укрархбудінформ. – К.: – 2009.

[3] ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN). Настанова. Основи проектування конструкцій. Мінрегіонбуд, Укрархбудінформ. – К.: – 2009.

[4] ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. Мінрегіон. – К.: – 2013.

[5] *Gulvanessian, H. – Calgaro, J.-A.* – Holicky, M.: Designer's Guide to EN 1990, Eurocode.

[6] ISO 2394, General principles on reliability for structures. 2nd edn. Geneve, Switzerland, 1998.

[7] JCSS Probabilistic Model Code. Zurich: Joint Committee on Structural Safety, 2001.

[8] JCSS: Background documentation, Part 1 of EC 1 Basis of design, 1996.

[9] JCSS: Probabilistic model code. JCSS working materials, http://www.jcss.ethz.ch/2001.

[10] Vrouwenvelder, A.C.W.M. (2012) Target reliability as a function of the design working life. International Forum on Engineering Decision Making. 6th IFED Forum. Lake Louise. Canada. January 26-29, 2012.

Надійшла 07.02.20018 р.

ВЛИЯНИЕ ЗИККУРАТОВ НА ФОРМИРОВАНИЕ И РАЗВИТИЕ ТОРГОВЫХ ПЛОЩАДЕЙ НА БЛИЖНЕМ И СРЕДНЕМ ВОСТОКЕ

Алимадад Солтани-Али
аспирант кафедры основ архитектуры и архитектурного проектирования Киевского национального университета строительства и архитектуры

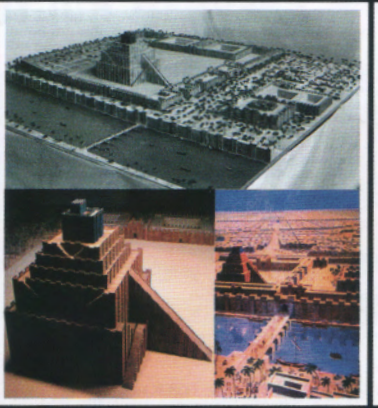
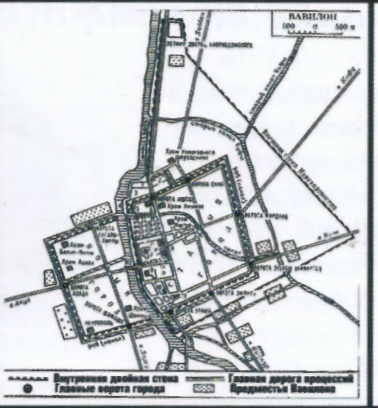
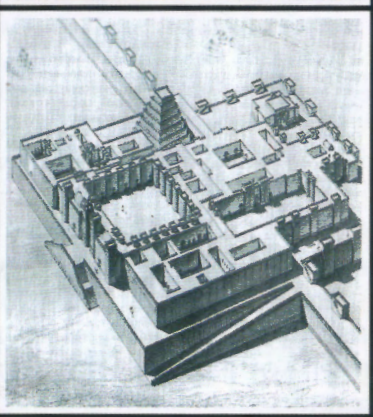
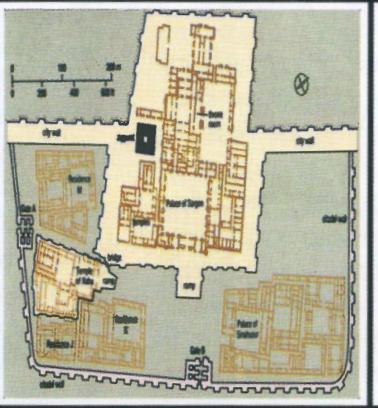
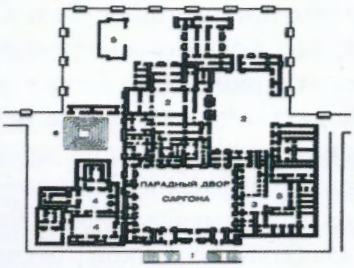
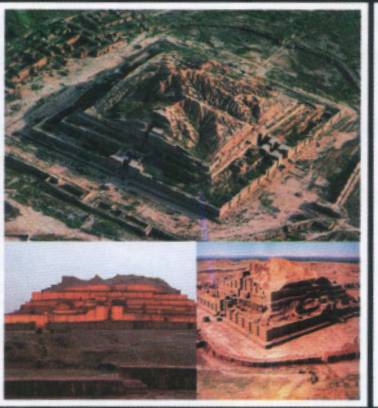
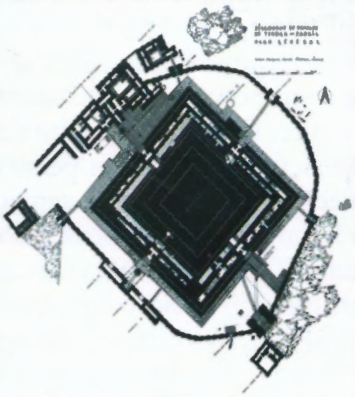
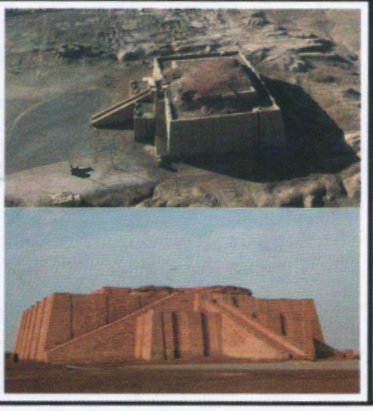
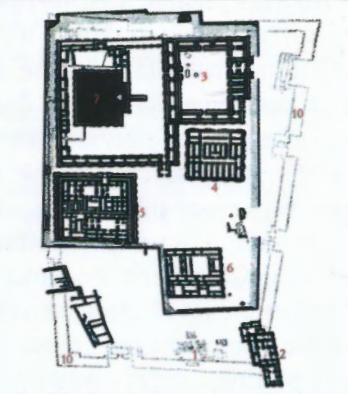
Стремительное развитие современных технологий оказывает также влияние и на формирование архитектуры, заставляя зодчих учитывать новые веяния, включая их в решения объемно-пространственных композиций, интерьеров, оборудования и т.п. Сегодня мы практически забыли о том, каким образом была сформирована сама среда, где проектируется новое здание, какие факторы оказали наибольшее влияние на архитектуру, стилистику фасадов, форму плана, площади и т.д.

Анализ большого количества центральных городских площадей на Ближнем и Среднем Востоке показал, что структура центров большинства городов основана на прямоугольной или радиально-кольцевой планировочной сетке. Интересным фактом является то, что во многих случаях свободной точкой отсчета для центра города есть древние зиккураты, оказавшие опосредованное влияние и на форму плана исторической части города, и на дальнейшее развитие структуры улиц, и на приемы развития современной инфраструктуры. Так, например, прямоугольные в плане зиккураты «продиктовали» четкое зонирование и развязку будущих улиц вокруг них. Сначала функция зиккуратов ограничивалась культовым и религиозным аспектами, обеспечивая запросы верующих. Таким образом люди начали селиться вокруг зиккуратов (сначала с целью защиты от набегов кочевых племен, позже – благодаря удачному их расположению на дорогах пересечения караванных путей) и обустраивать, прежде всего, рыночные площади. Например, после прихода Ислама и мусульманской веры в Иран в середине VII века н.э., подобные площади возле зиккуратов объединяли в себе две основные функции: торгово-рыночную и религиозную. Рядом с ними в центре городов начали строиться одновременно и большие торговые ряды, и рынки, и мечети. До конца X века н.э. на значительных территориях Ближнего и Среднего Востока возле торговых площадей и мечетей начали появляться многочисленные учебные заведения (медресе). Таким образом, рынок, мечеть и медресе формировали единый комплекс торговой площади, образовывающейся в центре города рядом с зиккуратом.

По современным меркам это довольно значительные пространства, требующие комплексного подхода к решению композиции ансамбля. Однако, нельзя забывать и о роли зиккуратов, вокруг которых, в основном, и формировались исторические центры современных городов. В большинстве случаев прямоугольная форма зиккурата в плане «задавала» также прямоугольную форму организации структуры улиц вокруг него. Иногда она переходила в другую (более удобную) радиально-кольцевую планировочную сетку улиц ближе к окраинам. Позже окраины становились центром, а сетка улиц продолжала свое движение от центра в сторону периферии, расширяя границы города. Подобное «движение» улиц иногда наталкивается на естественные препятствия: реки, холмы, склоны, существующую застройку. Таким образом изменяется направление развития структуры улиц под влиянием некоторых социальных, градостроительных и экономических факторов (см. рисунок). В наше время сохранившиеся зиккураты являются своеобразными культурно-просветительскими «магнитами» для проведения многочисленных экскурсий и паломничества. В этом смысле их соседство с торговыми и рыночными площадями, а также с торгово-развлекательными комплексами является очень удачным социально-экономическим и градостроительным фактором для дальнейшего поступательного развития предприятий торговли и развлечений.

«Пятна» самих площадей возле зиккуратов развивались, в основном, по двум направлениям: на основе прямоугольной планировочной сетки (заданной самой формой плана зиккурата) и на основе синтеза прямоугольной планировочной сетки с радиально-кольцевым приемом развития сетки улиц от центра к периферии. Среди проанализированных аналогов отсутствуют пока примеры формирования вокруг прямоугольного зиккурата исключительно круглой площади или только радиально-кольцевой сетки улиц.

© Алимадад Солтани-Али

Название объекта	Общий вид комплекса	План - схема города	План
1 - Зиккурат Этеменанки, или Вавилонская башня, VII-VI вв. до н.э - Бабиль (Эль Хилла), Ирак			Святилище бога Мардука в Вавилоне (Вавилонская башня), реконструкция
2 - Дворец Саргона II в Дур-Шаррукине, VII вв. до н.э. - Найнава, Ирак			 Дворец Саргона II в Дур-Шаррукине. 1 - главный вход во дворец со стороны города; 2-официальная часть дворца, двор сераля и расположенный за ним главный зал; 3-служебные помещения; 4-гарем; 5-предполагаемое летнее жилище Саргона; 6-зиккурат
3 - Дур Унташ или Чогха Занбиль, XIII в. до н.э. - Хузестан, г. Суз, Иран			
4 - Зиккурат в Уре, XXII-XXI вв. до н.э. - Ирак			

Влияние древних зиккураторов на формирование первых рыночных площадей

Композиционно такой симбиоз сам по себе был бы неестественным, искусственно «притянутым за уши» вопреки законам композиции и гармонии. Кроме того, лучшие видовые точки со стороны зиккуратов на новый город и со стороны улиц на сам зиккурат были бы снивелированы и не давали бы должного эффекта в формировании архитектурного пространства и восприятии зрителями памятника средневековья. Архитекторы прошлых веков очень детально учитывали законы градостроительного формообразования с целью активизации их влияния на зрителя, решения вопросов средового подхода к ландшафтной архитектуре и т.п.

В современной архитектуре мусульманских стран тоже существуют запреты на высотное строительство рядом с памятниками средневекового зодчества и древними зиккуратами, поскольку новостройки могли бы полностью закрыть от зрителей наилучшие видовые точки. Поэтому в среднеазиатских странах и странах Ближнего Востока чётко соблюдается закон, согласно которому любое новое строительство (особенно жилье и коммерческие постройки) ни в коем случае не должно быть выше куполов и минаретов мечетей. За нарушение этого закона во многих исламских странах предусмотрены огромные штрафы и административная (иногда уголовная) ответственность. Зиккураты составляют особый тип строений и памятников архитектуры, вблизи которых нельзя вести активные строительные работы, чтобы не нарушать фундаменты этих зданий и сооружений. Архитектура таких сооружений по своей тектонике близка к каменным тектоническим структурам Египетских пирамид и Вавилонской башни (зиккурата Этеменанки, XIII–VII вв. до н.э.) [6]. Название этого зиккурата фактически соответствует его культовой роли и роли всех подобных существующих сооружений – Дом основания неба и земли [3]. К известным сооружениям этого типа можно отнести и великий зиккурат Этеменнигуру в г. Уре XXI в. до н.э.

На американском континенте имеются очень подобные по тектонике камня и культовой роли сооружения: иероглифическая лестница в Копане (Гондурас, 742–763 гг.); Пирамида Кукулькан в городе народа Майя Чичен-Ица (Юкатан, Мексика, VII в.); большая пирамида (Ушмаль VIII–X вв.). Все перечисленные объекты – это отдельно стоящие сооружения, вокруг которых отсутствует какая-либо застройка. В то же время, множество дошедших до нашего времени зиккуратов существуют в окружении довольно плотной застройки более поздних исторических периодов. От некоторых остались лишь руины, которые тщательно охраняются международными программами ЮНЕСКО. Известный ученый профессор Юрий Репин определил основные цели и задачи уникальной и ординарной архитектуры [5]. Таким образом уникальная архитектура должна: отображать и передавать последующим поколениям духовную сущность свой эпохи; быть образцом эстетического совершенства; не допускать своего повтора и быть безупречной с точки зрения прочности, устойчивости и долговечности.

Всем этим требованиям безусловно отвечают зиккураты, которые объединяют вокруг себя фоновую застройку и являются доминантами композиционных решений. В свою очередь, ординарная архитектура должна:

- наиболее полно соответствовать своему функциональному предназначению и одновременно адаптироваться к его возможным изменениям;
- быть по возможности эстетичной и одновременно экономичной;
- допускать возможность повтора определённого морфотипа, что, в свою очередь, сформирует своеобразное стилевое единство;
- отвечать требованиям прочности, устойчивости и надежности в эксплуатации, а также не нарушать экологическое равновесие [5].

По общеизвестному закону архитектуры: «форму определяет функция» зиккураты соответствуют этой формуле, поскольку являются прекрасным примером синтеза этих двух понятий. Через форму осуществляется функция произведения, соответственно прежде всего на неё направлена профессиональная деятельность зодчего, преобразующего аморфную материю по законам природы, композиционной целостности и красоты.

[1] *Алексеев Ю.В.* История архитектуры, градостроительства и дизайна / Ю.В. Алексеев, В.П. Казачинский, В.В. Бондар – М.: АСВ, 2004 г. – 448 с.

[2] *Дмитриева Н.А., Виноградова Н.А.* Искусство Древнего мира. / Н.А. Дмитриева, Н.А. Виноградова – К.: Букинистическое издание, 1986 г. – 208 с.

[3] *Ерофалов Б.Л.* Символы архитектуры или Нумерологическое испытание архитектурной формы / Б.Л. Ерофалов – К.: А+С, 2016 г. – 576 с., 242 илл.

[4] *Пабло де Сантис* Искусство Древнего мира. / Автор Пабло де Сантис – К.: Эннеагон Пресс, 2010 г. – 150 с.

[5] *Репин Ю.Г.* Уникальное и ординарное в архитектуре: монография / Ю.Г. Репин – К.: Феникс, 2007 г. – 176 с.

[6] *Roaf M.* Cultural Atlas of Mesopotamia and the Ancient Near East / M. Roaf, 1984. 104–107 p.

Надійшла 28.12.2017 р.

ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ ВІРТУАЛЬНИХ ЛАБОРАТОРНИХ РОБІТ ПРИ ВИВЧЕННІ ДИСЦИПЛІНИ «ТЕХНІЧНА МЕХАНІКА»

В.Г. Дагіль
викладач кафедри
будівельних конструкцій
Черкаського інституту пожежної
безпеки імені Героїв Чорнобиля
Національного університету
цивільного захисту України

Кафедрою будівельних конструкцій Черкаського інституту пожежної безпеки ім. Героїв Чорнобиля НУЦЗ України впроваджено курс віртуальних лабораторних робіт з дисципліни «Технічна механіка» для вдосконалення організаційної та змістовної структури навчального процесу на заняттях, а також для підвищення ефективності дистанційного навчання слухачів заочної форми навчання. Важливо, що віртуальний лабораторний стенд для моделювання роботи складних приладів набагато дешевший і наочніший, ніж реальне лабораторне обладнання, при цьому він дозволяє аналізувати і видавати необхідну інформацію. В умовах реальної лабораторії, як правило, вдається реалізувати обмежену кількість варіантів, що обумовлено технічними та фінансовими можливостями навчального закладу. Застосування віртуальних лабораторних робіт надає змогу курсантам значно розширити уявлення щодо області і меж застосування обладнання різної потужності, випробування зразків, виконаних із різних матеріалів, а також проводити експерименти повторно декілька разів.

Технічна механіка – наука експериментальна, тому механічний експеримент у вигляді лабораторних робіт є невід'ємною частиною технічної підготовки фахівця з пожежної безпеки і цивільного захисту, які дозволяють забезпечити об'єднання теоретико-методологічних знань і практичних навичок курсантів у процесі науково-дослідної діяльності. Лабораторна робота спрямована на отримання навичок практичної діяльності шляхом роботи з матеріальними об'єктами або моделями предметної області дисципліни.

Віртуальні лабораторні роботи – це вид лабораторних занять, сутність яких полягає в заміні реального лабораторного дослідження на математичне моделювання дослідних механічних процесів із віртуальною взаємодією курсанта з лабораторним обладнанням. Можливості сучасних імітаційних комп'ютерних моделей створюють абсолютну ілюзію роботи з реальним обладнанням та дозволяють провести всі необхідні виміри. Віртуальна лабораторія – це ефективний графічний інтерфейс, який забезпечує зручний інтерактивний режим взаємодії курсанта з комп'ютером у вигляді наочних графічних образів [1]. Працюючи з віртуальним інструментом через графічний інтерфейс, курсант на екрані монітора бачить панель, що імітує реальну панель керування потрібного приладу і має можливість імітувати вплив на органи керування. Віртуальні лабораторні роботи дозволяють імітувати реальні установки, об'єкти дослідження, умови проведення експерименту. Спеціальне програмне забезпечення віртуально створює умови і вимірювальні прилади, необхідні для реального експерименту, і дозволяє підібрати оптимальні параметри експерименту. Крім цього, забезпечуються умови викладачу для автоматизації підготовки студента до роботи, допуску до проведення експериментів, безпосереднього виконання експерименту, оброблення експериментальних даних, оформлення результатів лабораторної роботи, побудови графіків та діаграм, захисту роботи.

Програмний комплекс Columbus 10 «Технічна механіка. Віртуальні лабораторні роботи» – це ліцензійне програмне забезпечення, правами на яке володіє кафедра будівельних конструкцій. Призначений для проведення лабораторних робіт у комп'ютерному класі та дозволяє провести роботи за такими темами, що відповідають навчальній і робочій програмам дисципліни «Технічна механіка»:

- Розтят металевого зразка з побудовою діаграми.
- Стиск металевого зразка з побудовою діаграми.
- Визначення модуля пружності та коефіцієнта Пуассона для сталі.
- Дослідження дерев'яних зразків на стиск.
- Дослідження валів на кручення з визначенням модуля пружності при зсуві.

- Дослідження балки на згин.
- Випробування балки на чистий згин.
- Косий згин.
- Позацентровий розтяг сталевого стрижня.
- Позацентровий стиск.
- Дослідження поздовжньо-поперечного згину стрижня великої гнучкості.
- Дослідження явища втрати стійкості при стисканні стрижня.
- Вивчення спроможності матеріалів опиратись ударним навантаженням.
- Визначення ударної в'язкості матеріалів.

На лабораторних заняттях з технічної механіки кожен курсант отримує персональний віртуальний лабораторний стенд, який дозволяє змоделювати достатньо складні пристрої і процеси (рис. 1–3).

У порівнянні з традиційними лабораторними роботами віртуальні лабораторні роботи мають ряд переваг, а саме:

- немає необхідності у дорогому обладнанні та виготовленні дослідних зразків із різних матеріалів;
- з'являється можливість моделювати процеси, протікання яких недоступно в лабораторних умовах, у т.ч. вплив високих температур;
- за допомогою анімаційних моделей можливо спостерігати динамічні ілюстрації досліджуваних механічних явищ і процесів, недоступних для спостереження в реальному експерименті;
- під час експерименту є можливість спостерігати за графічною побудовою відповідних залежностей механічних величин;
- візуалізація механічних процесів у порівнянні з традиційними лабораторними роботами;
- можливість моделювання швидкості процесів, що відбуваються або миттєво, або тривають роками;
- безпека проведення руйнівних методів досліджень.

В основі ефективного використання віртуальних лабораторних робіт мають бути наступні педагогічні принципи [3]:

- інтерактивність, яка забезпечує активізацію навчальної діяльності курсантів і слухачів заочного навчання, розвиває креативність, самостійність та інші особистісні якості;

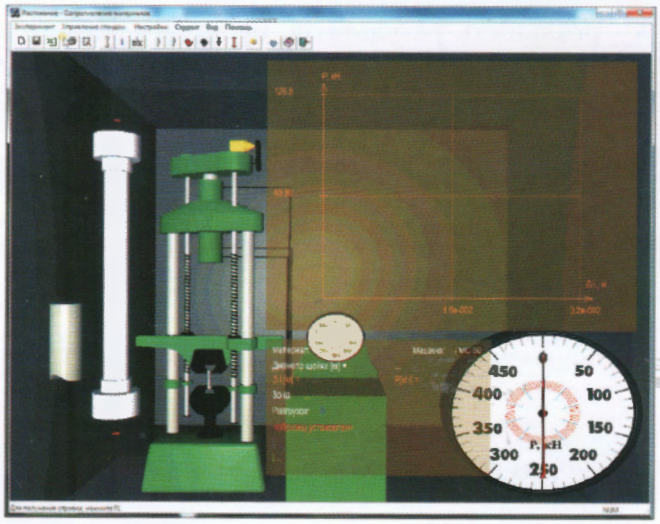


Рис. 1. Розтяг металевого зразка

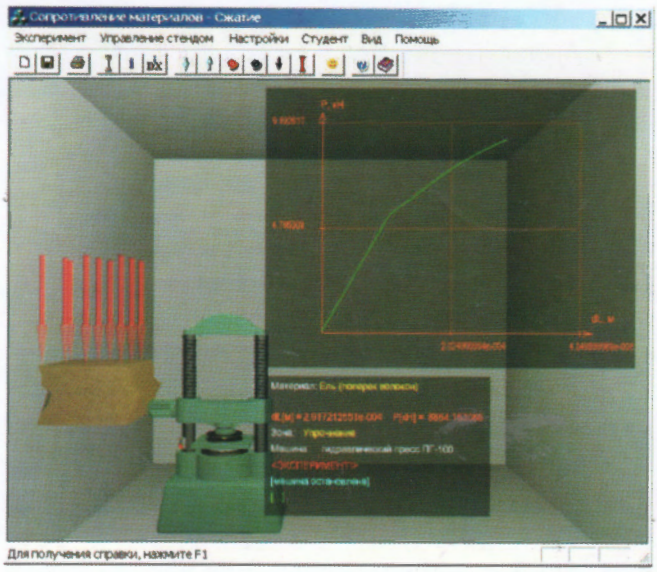


Рис. 2. Стиск дерев'яного зразка

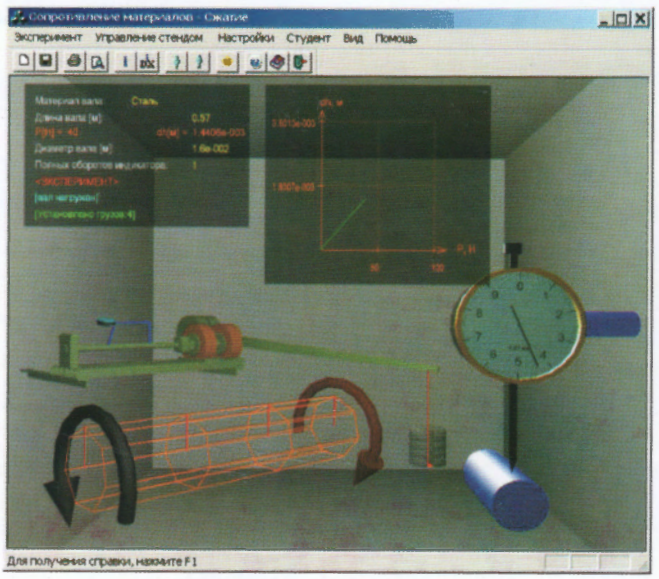


Рис. 3. Кручення стрижня

- реальність результатів, це коли параметри експерименту, що отримують в ході виконання лабораторної роботи, мають реальні фізичні значення і одиниці вимірювання, які позначаються на екрані віртуальних приладів;
- наочність, тобто максимальне використання графічних можливостей комп'ютерів і побудова 3Д-моделей;
- звуковий супровід віртуальної лабораторної роботи повинен мати обґрунтований характер як короткочасні звукові ефекти для привертання уваги курсантів до найбільш важливих моментів дослідження (наприклад, руйнування зразка);
- забезпечення віртуальних лабораторних робіт методичними посібниками. Зміст посібника не повинен бути перевантажений додатковою інформацією у порівнянні зі змістом лекцій із дисципліни.

Викладачами кафедри будівельних конструкцій створено методичний посібник «Технічна механіка. Віртуальні лабораторні роботи», який містить: теоретичний матеріал з визначенням усіх базових термінів і законів, докладний опис принципів побудови фізичної та математичної моделей, необхідні випадки розв'язання математичної моделі і обговорення результатів моделювання, область застосування і обмежень даної моделі, опис установки зі скриншотами, порядок виконання роботи з робочими формулами для обчислення результатів, контрольні запитання для захисту лабораторних робіт.

Висновки. Таким чином, проведене дослідження дозволило виявити принципи організації віртуальних лабораторних робіт, реалізація яких забезпечить створення умов для ефективного навчання курсантів пожежної безпеки та цивільного захисту, а також для дистанційного навчання слухачів заочної форми навчання. Такі лабораторні роботи значно підвищують ефективність навчального процесу і надають широкі можливості для формування та вдосконалення професійних навичок, а також розвивають творчі здібності курсантів. Процес виконання віртуальних лабораторних робіт практично ідентичний виконанню лабораторних робіт в реальних умовах, використовуються обладнання, пристрої та реактиви, аналогічні реальним. І практично єдиною відмінністю віртуальних лабораторних робіт від реальних є те, що виконуються вони на комп'ютері. Але в зв'язку з відсутністю безпосередньо контакту з об'єктом дослідження, приладами, обладнанням пропонуємо поєднання впровадження традиційних і віртуальних лабораторних робіт в освітньому процесі.

Надалі на кафедрі планується розширити тематику лабораторних робіт, використати додаткові можливості: редагування та доповнення бази даних матеріалів (у т.ч. і при різних температурах); автоматичне формування звітів з побудовою необхідних графіків.

[1] *Р.С. Гуревич, М.М. Козяр, М.Ю. Кадемія, Л.С. Шевченко* Інноваційні технології навчання в умовах інформатизації освіти. Навчальний посібник Львів – 2014 р.

[2] *Козловский Е.О.* Виртуальная лаборатория в структуре системы дистанционного обучения / Е.О.Козловский, Науковий вісник Ужгородського університету. серія: «педагогіка. соціальна робота». – 2016. – Випуск 2 (39) С. 282.

[3] *Ворох А.О.* Дидактичні принципи проектування та організації віртуальних лабораторних робіт з опору матеріалів Педагогіка, психологія і соціологія – Теорія та методика навчання, виховання та освіти http://repo.uipa.edu.ua/jspui/handle/123456789/3282.

Надійшла 20.11.2017 р.

ЗАКОНОМІРНОСТІ ЗМІНИ ДИНАМІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЕСКАЛАТОРІВ З ПРОМІЖНИМ РОЗМІЩЕННЯМ ПРИВОДУ ЗАЛЕЖНО ВІД КОНСТРУКТИВНО-ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ХАРАКТЕРИСТИК

Ю.М. Данильченко
завідувач кафедри прикладної механіки Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», д.т.н., професор

Ю.П. Горбатенко
старший викладач кафедри прикладної механіки Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського», академік Підйомно-транспортної академії наук України

О.В. Закора
к.т.н.

Тунельні ескалатори з проміжним приводом, що встановлений у верхній частині прямолінійної похилої ділянки траси (у міжсходинковому просторі), у порівнянні із ескалаторами з головним приводом (традиційної конструкції) мають менші габарити і характеризуються меншою металомісткістю, але, як показала практика їх випробувань і експлуатації, вони більш чутливі до збудження в їх механічних системах (МС) динамічних коливних процесів.

Динамічні характеристики ескалаторів нового покоління (з проміжним приводом) необхідно враховувати на різних етапах їх створення і експлуатації: на стадії проектування – для призначення (вибору) раціональних геометричних параметрів елементів приводу і ланцюгового тягового органа; на стадії експлуатації – для корегування швидкості руху сходового полотна. Для цього потрібно розробити алгоритм і методику відстежування закономірностей зміни динамічних властивостей механічних систем ескалаторів згідно з їх геометричними, кінематичними і силовими характеристиками.

Знання цих закономірностей дозволить у кожному випадку здійснювати науково обґрунтований вибір конструктивно-експлуатаційних характеристик тунельного ескалатора з проміжним розміщенням приводу сукупно з мінімізацією впливу динамічного навантаження на елементи його конструкції.

При дослідженні динамічних параметрів ескалаторів типажного ряду (за висотою підйому) як найхарактерніші були прийняті результати досліджень ескалаторів висотою підйому 5 м, 45 м та 75 м з кроком 5 м.

Динамічні параметри досліджувались для наступних режимів роботи ескалатора: рух на підіймання без навантаження; з навантаженням (продуктивність ескалатора 4500 чол./год та 9000 чол./год).

Для дослідження динамічних властивостей МС тунельного ескалатора вибрано його динамічну модель у вигляді багатомасової системи із зосередженими параметрами, рух тіл якої описується (у загальній формі) рівнянням такого виду:

$$[m]\{\ddot{x}\}+[\mu]\{\dot{x}\}+[k]\{x\}=\{P\},$$

де $\{\ddot{x}\}$, $\{\dot{x}\}$ та $\{x\}$ – відповідно вектори прискорення, швидкості та переміщення мас системи; $\{P\}$ – вектор зовнішніх навантажень; $[m]$, $[k]$ і $[\mu]$ – матриці мас, жорсткості і коефіцієнтів демпфірування системи відповідно.

Ланцюговий тяговий орган ескалатора між точками збігання та набігання на привідні зірочки розбивається на вісім відрізків (восьмимасова система), кожний з яких характеризується масою, жорсткістю та коефіцієнтом демпфірування (рис. 1).

При такому представленні динамічної моделі МС ескалатора рівняння руху кожної із восьми мас системи з зосередженими параметрами:

© Данильченко Ю.М., Горбатенко Ю.П., Закора О. В.

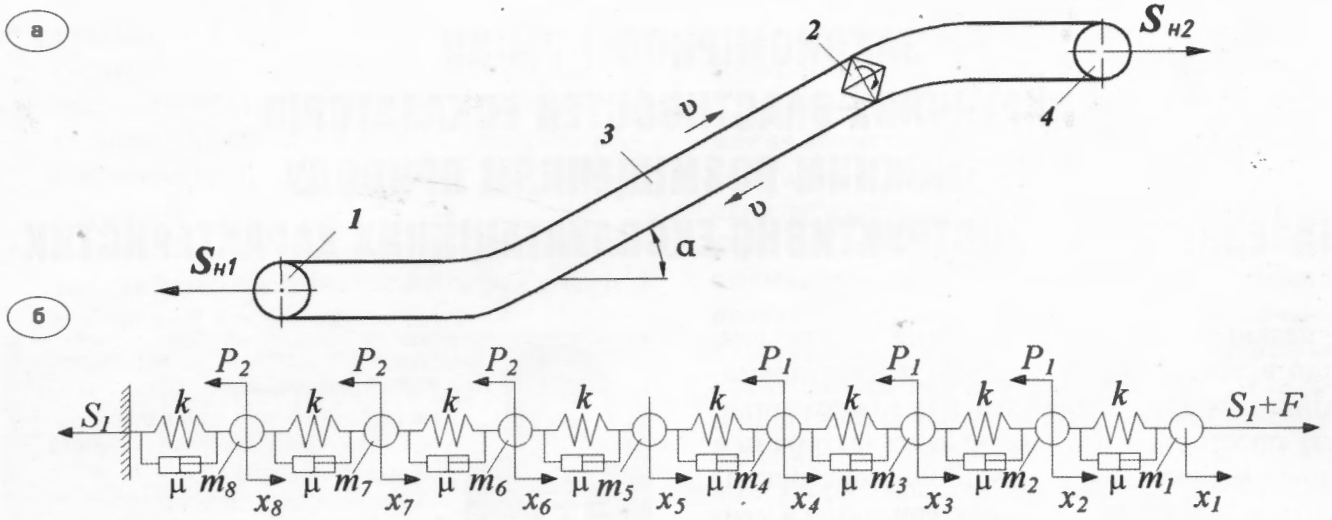


Рис. 1. Схеми ескалатора з проміжним приводом:

а – ***структурна***: 1, 4 – натяжні зірочки; 2 – привід; 3 – сходове полотно; $S_{н1}$ та $S_{н2}$ – сили натягу ланцюгового контуру, створювані натяжними пристроями, Н; α – кут нахилу лінійної частини (α = 30°); v – швидкість руху сходового полотна, м/с;

б – ***розрахункова*** (восьмимасова модель механічної системи ескалатора): P_1, P_2 – сили опору пересуванню робочої та холостої вітки тягового органа, Н; F – сила, створювана двигуном у точці набігання тягового органа на привідні зірочки, Н; S_1 – сила натягу ланцюгів, Н; k – жорсткість ділянки ланцюга, Н/м; μ – коефіцієнт демпфірування ділянки ланцюга; m_{1-4} – маси робочої вітки, кг; m_{5-8} – маси неробочої вітки, кг; x_i – переміщення мас системи, м

$$
\begin{aligned}
&m_1\ddot{x}_1-\mu(\dot{x}_2-\dot{x}_1)-k(x_2-x_1)=S_1+F;\\
&m_2\ddot{x}_2-\mu(\dot{x}_1-2\dot{x}_2+\dot{x}_3)-k(x_1-2x_2+x_3)=-P_1;\\
&m_3\ddot{x}_3-\mu(\dot{x}_2-2\dot{x}_3+\dot{x}_4)-k(x_2-2x_3+x_4)=-P_1;\\
&m_4\ddot{x}_4-\mu(\dot{x}_3-2\dot{x}_4+\dot{x}_5)-k(x_3-2x_4+x_5)=-P_1;\\
&m_5\ddot{x}_5-\mu(\dot{x}_4-2\dot{x}_5+\dot{x}_6)-k(x_4-2x_5+x_6)=0;\\
&m_6\ddot{x}_6-\mu(\dot{x}_5-2\dot{x}_6+\dot{x}_7)-k(x_5-2x_6+x_7)=-P_2;\\
&m_7\ddot{x}_7-\mu(\dot{x}_6-2\dot{x}_7+\dot{x}_8)-k(x_6-2x_7+x_8)=-P_2;\\
&m_8\ddot{x}_8-\mu(\dot{x}_7-2\dot{x}_8)-k(x_7-2x_8)=-P_2.
\end{aligned}
\qquad (1)
$$

Власні частоти ескалаторів при різних режимах навантаження визначені розрахунковим матричним методом за допомогою програмного комплексу «MathCad».

Для розрахунку власних частот ескалатора його восьмимасова динамічна система розглянута у програмному комплексі «MathCad» без врахування демпфірування. Рівняння (1) в цьому випадку матиме вид:

$$
\begin{aligned}
&m_1\ddot{x}_1-k(x_2-x_1)=S_1+F;\\
&m_2\ddot{x}_2-k(x_1-2x_2+x_3)=-P_1;\\
&m_3\ddot{x}_3-k(x_2-2x_3+x_4)=-P_1;\\
&m_4\ddot{x}_4-k(x_3-2x_4+x_5)=-P_1;\\
&m_5\ddot{x}_5-k(x_4-2x_5+x_6)=0;\\
&m_6\ddot{x}_6-k(x_5-2x_6+x_7)=-P_2;\\
&m_7\ddot{x}_7-k(x_6-2x_7+x_8)=-P_2;\\
&m_8\ddot{x}_8-k(x_7-2x_8)=-P_2.
\end{aligned}
$$

Рівняння вільних коливань механічної системи ескалатора у матричному виді

$$[m]\{\ddot{x}\}+[k]\{x\}=0, \qquad (2)$$

де

$$
[m]=\begin{bmatrix}
m_p & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\
0 & m_p & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\
0 & 0 & m_p & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\
0 & 0 & 0 & m_1 & 0 & 0 & 0 & 0\\
0 & 0 & 0 & 0 & m_2 & 0 & 0 & 0\\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_2 & 0 & 0\\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_2 & 0\\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_2
\end{bmatrix}
$$

– матриця мас системи;

$$
[k]=\begin{bmatrix}
-k & k & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\
k & -2k & k & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\
0 & k & -2k & k & 0 & 0 & 0 & 0\\
0 & 0 & k & -2k & k & 0 & 0 & 0\\
0 & 0 & 0 & k & -2k & k & 0 & 0\\
0 & 0 & 0 & 0 & k & -2k & k & 0\\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k & -2k & k\\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k & -2k
\end{bmatrix}
$$

– матриця жорсткості системи;

$$\{\ddot{x}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \ddot{x}_4 \\ \ddot{x}_5 \\ \ddot{x}_6 \\ \ddot{x}_7 \\ \ddot{x}_8 \end{Bmatrix}, \quad \{x\} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \\ x_6 \\ x_7 \\ x_8 \end{Bmatrix}$$ – вектор прискорень та переміщень системи.

Виконується умова

$$\ddot{x}_i = -\lambda_i x_i, \quad i = 1...n,$$

де $\lambda = p^2$; p – власна частота системи.

Характеристичне рівняння системи (2)

$$\left|[m]^{-1}[k] - \lambda[I]\right|\{x\} = 0,$$

де $[I]$ – одинична матриця.

Власні частоти p_i системи без демпфірування

$$p_i = \sqrt{\lambda_i},$$

де λ_i – корені характеристичного рівняння (2), $i = 1...n$.

Алгоритм визначення власних частот для ескалатора висотою підйому 45 м з продуктивністю 9000 чол./год реалізований у програмному комплексі «MathCad». Вихідні дані до розрахунку: $m_р = 6162{,}8$ кг – маса ділянок робочої вітки ланцюгового тягового органа; $m_х = 3471{,}1$ кг – маса ділянок холостої вітки ланцюгового тягового органа; $k = 38{,}2 \cdot 10^{-5}$ Н/м – жорсткість ділянки ланцюга.

Отримані власні частоти системи для ескалатора висотою підйому 45 м з продуктивністю 9000 чол./год наведені у таблиці.

№ з/п	Власні частоти, рад/с	
	Позначення	Числове значення
1	p_1	4,812
2	p_2	16,141
3	p_3	25,109
4	p_4	34,573
5	p_5	42,057
6	p_6	46,802
7	p_7	55,208
8	p_8	63,412

Динамічна податливість тягового органа ескалатора. Для отримання динамічних параметрів тягового органа (гармонічних коефіцієнтів впливу) як тестовий сигнал використано змодельований за допомогою блока ChirpSignal синусоїдальний сигнал із лінійно-змінною частотою та одиничною амплітудою. Тестовий сигнал прикладено до першої маси, яка знаходиться у зоні розташування привідної зірочки. Дослідження виконано для максимального коефіцієнта демпфірування.

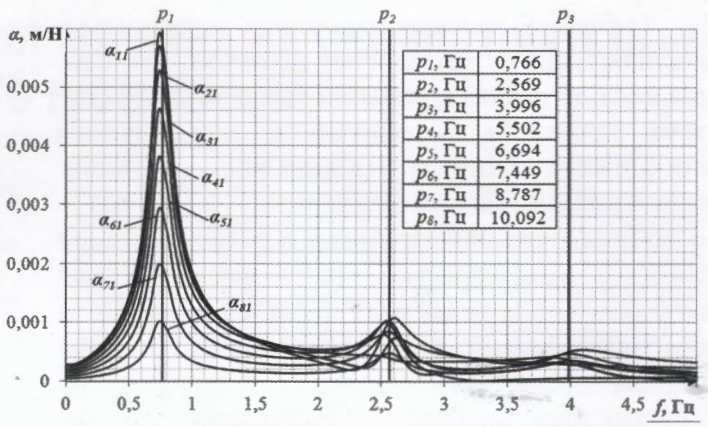


Рис. 2. Гармонічні коефіцієнти впливу α_{i1} механічної системи ескалатора висотою підйому 45 м з продуктивністю 9000 чол./год:

$i = 1...8$ – номер маси, на якій визначається реакція системи на одиничне навантаження, прикладене до 1-ї маси; p_i – власні частоти системи, Гц

Вісім кривих α_{i1} на рис. 2 є гармонічними коефіцієнтами впливу восьми мас ($\alpha_{11},...,\alpha_{81}$) механічної системи ескалатора висотою підйому 45 м при русі на підіймання з навантаженням (продуктивність становить 9000 чол./год). До першої маси прикладене динамічне навантаження, представлене полігармонічним тестовим сигналом з одиничною амплітудою.

На першій ділянці восьмимасової системи (перша маса системи) розміщується привідна зірочка ескалатора. На рисунку приведені перші три власні частоти.

Дослідження гармонічних коефіцієнтів впливу системи (див. рис. 2) свідчить про наявність двох резонансних зон із суттєвим рівнем коливань: *перша* зона знаходиться у межах 0,5–0,8 Гц, що відповідає першій власній частоті системи p_1; *друга* – у межах 2,2–2,9 Гц, що відповідає другій власній частоті системи p_2.

Рівень коливань на третій p_3 і наступних власних частотах $p_{4–8}$ практично не змінюється.

На першій власній частоті максимальна амплітуда коливань системи відрізняється від мінімальної у 6 разів.

Згідно з результатами досліджень гармонічних коефіцієнтів впливу з'являється небезпека виникнення надмірних динамічних навантажень при збуреннях механічної системи ескалатора на перших двох частотах власних коливань, що викликає необхідність розроблення рекомендацій для уникнення такого режиму роботи.

Оскільки найбільший рівень коливань у досліджуваному частотному діапазоні має перша маса, то оцінка динамічної податливості системи проведена за величиною гармонічного коефіцієнта впливу α_{11} (в подальшому – динамічна податливість ескалатора).

Динамічна податливість α_{11} першої маси системи ескалатора висотою підйому 45 м при навантаженнях 9000 чол./год, 4500 чол./год та без навантаження приведена на рис. 3. Крім цього рисунок містить таблицю із зазначенням перших трьох власних частот системи (p_1, p_2, p_3) для трьох випадків навантаження ескалатора (0, 4500 та 9000 чол./год).

Дослідження динамічної податливості ескалатора висотою підйому 45 м у діапазоні значень навантажень свідчить про суттєвий вплив величини продуктивності на значення частот власних коливань. У системі відбувається певне зміщення власних частот коливань:

- перша власна частота системи спадає від 0,97 Гц до 0,77 Гц зі збільшенням продуктивності від 0 до 9000 чол./год;
- друга – від 2,89 Гц до 2,57 Гц зі збільшенням продуктивності від 0 до 9000 чол./год.

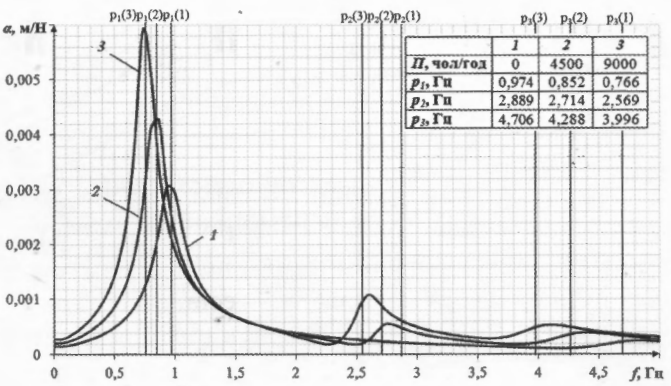
Отриманий результат слід враховувати при призначенні режимів роботи ескалатора.

Динамічна податливість першої маси системи (α_{11}) ескалаторів приведена на рис. 4. Розрахунок динамічної податливості проводився в діапазоні висот підйому ескалаторів, побудованих для максимального навантаження – продуктивності 9000 чол./год.

Тенденція до зміщення власних частот коливань при зміні продуктивності ескалатора також спостерігається і при зміні висоти підйому ескалатора (див. рис. 4): для ескалатора з висотою підйому 5 м значення перших двох власних частот становлять 5,39 Гц і 18,45 Гц; для ескалатора з висотою підйому 45 м – 0,77 Гц і 2,57 Гц відповідно. Отриманий результат необхідно враховувати при проектуванні ескалаторів.

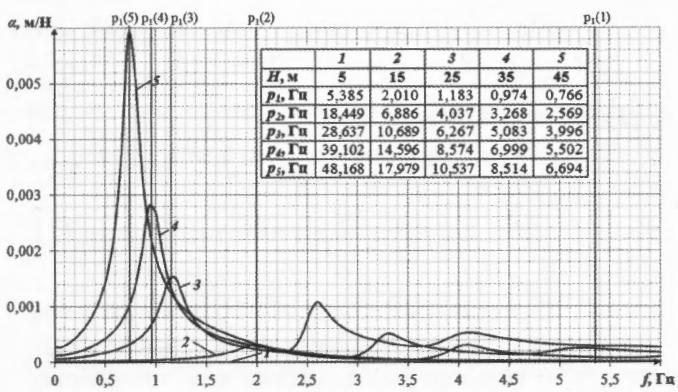
Зміна значень частот власних коливань у такому широкому діапазоні збільшує небезпеку утворення резонансних зон при роботі ескалатора і потребує врахування можливих частот зовнішніх збурень вже на стадії проектування.

Висновки. Найбільший рівень коливань ланцюгового тягового органа спостерігається на першій ділянці робочої вітки, що дозволяє обмежити дослідження динаміки всього ланцюгового тягового органа лише дослідженням коливань його першої ділянки.



	1	2	3
П, чол/год	0	4500	9000
p_1, Гц	0,974	0,852	0,766
p_2, Гц	2,889	2,714	2,569
p_3, Гц	4,706	4,288	3,996

Рис. 3. Динамічна податливість ескалатора висотою підйому 45 м при навантаженні:
1 – 0 чол./год; **2** – 4500 чол./год; **3** – 9000 чол./год



	1	2	3	4	5
H, м	5	15	25	35	45
p_1, Гц	5,385	2,010	1,183	0,974	0,766
p_2, Гц	18,449	6,886	4,037	3,268	2,569
p_3, Гц	28,637	10,689	6,267	5,083	3,996
p_4, Гц	39,102	14,596	8,574	6,999	5,502
p_5, Гц	48,168	17,979	10,537	8,514	6,694

Рис. 4. Динамічна податливість ескалаторів при продуктивності 9000 чол./год висотою підйому:
1 – 5 м; **2** – 15 м; **3** – 25 м; **4** – 35 м; **5** – 45 м

У робочому діапазоні швидкості руху сходового полотна спостерігаються дві зони із суттєвим рівнем коливань, що відповідають зонам резонансних коливань на першій і другій власних частотах системи.

На значення частот власних коливань, а відповідно і розміщення резонансних зон у робочому діапазоні швидкості руху сходового полотна, суттєво впливають висота ескалатора та рівень його навантаження, що насамперед необхідно враховувати при експлуатації ескалатора.

[1] *Бондарєв С.В., Горбатенко Ю.П., Закора О.В.* Дослідження динамічних характеристик електромеханічних систем транспортувальних машин із ланцюговим тяговим органом// Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2014. – №4 – С. 44–47.

[2] Основы технической диагностики: Методические указания к практическим занятиям по курсу. Часть I./[В.М. Писаревский, В.А. Поляков, А.Д. Прохоров, В.Д. Черняев, С.Н. Челинцев] – М: ГАНГ, 1996 – 90 с.

Надійшла 27.12.2017 р.

ВПЛИВ КОНСТРУКЦІЇ ПРИВІДНОЇ МАШИНИ НА ЗНОСОСТІЙКІСТЬ АБРАЗИВНОГО ІНСТРУМЕНТА

Ю.Д. Абрашкевич
професор кафедри
«Будівельні машини ім. Ю.О. Вєтрова»
Київського національного університету
будівництва і архітектури,
заслужений діяч науки і техніки України,
д.т.н., професор

Л.Є. Пелевін
професор кафедри
«Будівельні машини ім. Ю.О. Вєтрова»
Київського національного університету
будівництва і архітектури,
к.т.н., професор

Г.М. Мачишин
доцент кафедри
«Будівельні машини ім. Ю.О. Вєтрова»
Київського національного університету
будівництва і архітектури,
к.т.н., доцент

Ручні та переносні машини з абразивними робочими органами набули широкого застосування у багатьох галузях народного господарства. Вплив теплових процесів, режимів і схем роботи на продуктивність та зносостійкість абразивних армованих кругів, що в багатьох випадках визначає економічну ефективність їх використання, описано в [1, 2].

У цій роботі розглянемо вплив конструкцій привідних машин, що використовуються на монтажних площадках, на економічні показники абразивних армованих кругів.

Експлуатаційні показники машин залежать від режимів роботи і способів різання, конструкції та складу абразивного інструмента. Окрім цих параметрів значний вплив на зносостійкість абразивних армованих кругів має конструкція привідних машин, які повинні мати велику питому потужність, мінімальну масу та забезпечувати максимально можливу зносостійкість абразивного інструмента.

У процесі виконання комплексних досліджень вивчався вплив динаміки та жорсткості конструктивних вузлів машин на їх роботоздатність і зносостійкість абразивного інструмента.

Жорсткість машини [3] в основному визначається жорсткістю шпиндельного вузла, оскільки деформації станин та інших елементів машин незначні. Розглянемо схеми шпиндельних вузлів машин, які найширше використовуються під час монтажних робіт для роботи з абразивними армованими кругами. Схеми шпиндельних вузлів ручних кутошліфувальних машин приведені на рис. 1, а, переносних маятникових пил – рис. 1, б. Шпиндельний вузол має

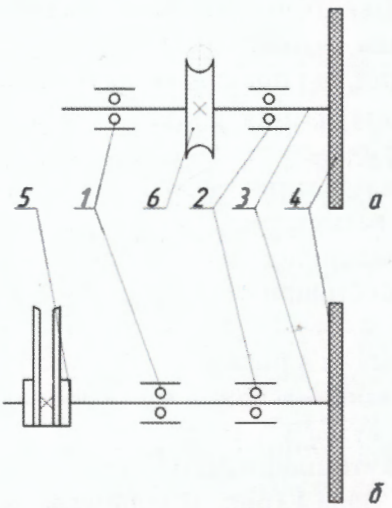


Рис. 1. Схеми шпиндельних вузлів:
а – ручної кутошліфувальної машини; **б** – маятникової пили; **1, 2** – підшипникові опори; **3** – консоль вала; **4** – абразивний круг; **5** – шків клинопасової передачі; **6** – зубчаста передача

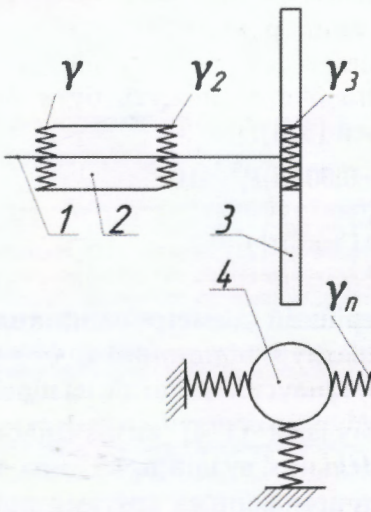


Рис. 2. Еквівалентна модель шпиндельного вузла:
1 – вал; **2** – підшипниковий вузол; **3** – абразивний круг; **4** – оброблювана деталь

© Абрашкевич Ю.Д., Пелевін Л.Є., Мачишин Г.М.

дві підшипникові опори та розташований на консолі абразивний армований круг. Основною відмінністю цих схем є наявність ще однієї консолі, на якій розташований шків клинопасової передачі.

Для розрахунку жорсткості шпиндельних вузлів, приведених на рис. 1, перейдемо до еквівалентної моделі (рис. 2), в якій піддатливість опор враховується введенням пружин відповідних жорсткостей.

Жорсткість шпиндельного вузла з двома підшипниковими опорами визначається за формулою [4]

$$\gamma = \frac{1}{\frac{k}{\gamma_0} + \frac{1}{\gamma_{0k}} + \frac{1}{\gamma_1}\left(1+\frac{1}{k}\right) + \frac{1}{\gamma_2} + \frac{1}{k^2}}, \qquad (1)$$

де $\gamma_0 = \frac{3EI_1}{a^3}$ – умовний коефіцієнт жорсткості шпиндельного вузла в прогоні між опорами; $\gamma_{0k} = \frac{3EI_2}{a^2}$ – умовний коефіцієнт жорсткості шпинделя на його консолі; E – модуль пружності матеріалу вала; $k = \frac{l}{a}$ – коефіцієнт, що характеризує відстань між опорами; a – довжина консолі; l – відстань між опорами; I_1 – усереднений момент інерції перерізу шпинделя в прогоні; I_2 – усереднений момент інерції перерізу консолі; γ_1, γ_2 – жорсткості підшипникових опор.

Піддатливість $(1/\gamma_1)$ в опорах складається з пружних зближень тіл кочення та кілець δ', контактних деформацій у посадкових місцях кілець на вал і в корпус δ''

$$\frac{1}{\gamma_1} = \delta_1 + \delta_2 . \qquad (2)$$

Величини δ' і δ'' можуть бути визначені із залежностей [3, 4]:

$$\delta' = (0{,}7 - 0{,}002d)P_i^{2/3} \cdot 10^{-3} ; \qquad (3)$$

$$\delta'' = \frac{0{,}1P_i}{\pi db}\left(1+\frac{d}{D}\right), \qquad (4)$$

де d – внутрішній діаметр підшипника; D – зовнішній діаметр підшипника; b – ширина підшипника; P_i – зусилля, що діє на підшипник.

За формулами (1–4) визначалася жорсткість шпиндельних вузлів привідних машин з абразивними армованими кругами при різних значеннях зусиль різання.

Для визначення навантажень, що діють на підшипникові опори, необхідно знати величини нормальних і тангенціальних зусиль різання, які визначені в роботі [4].

Аналіз залежностей (1–4) показує, що найбільший вплив на жорсткість шпиндельного вузла має величина довжини консолі (a), яка входить до залежності (1) у третьому ступені, та усереднені моменти інерції консолі (3) і балки в прогоні (4), пропорційні четвертим мірам діаметрів. Відношення довжини прогону між опорами до консолі входить до залежності (1) в другому ступені і також має значний вплив на величину жорсткості. Таким чином, зміною довжини консолі та відстані між опорами можна істотним чином варіювати жорсткістю шпиндельного вузла. Це враховано при створенні експериментального стенда, що дає змогу визначити зносостійкість абразивних армованих кругів залежно від жорсткості шпиндельного вузла. Стенд створений на базі маятникової пили, в якій був замінений шпиндельний вузол. Величина консолі змінювалася від 40 до 100 мм, діаметр консолі – від 22 до 32 мм, а відстань між підшипниковими опорами – від 120 до 165 мм. Стенд забезпечував робочу швидкість 80 м/с при дослідженні роботи відрізних абразивних армованих кругів діаметром від 180 до 400 мм. У процесі досліджень виконувалося різання труб діаметром 21,3…76 мм із вуглецевої сталі та неметалевих будівельних матеріалів міцністю 7,0…25,0 МПа.

Одночасно з випробуваннями на стенді визначався вплив жорсткості шпиндельного вузла ручної шліфувальної машини на зносостійкість абразивних армованих кругів. При цьому її шпиндельний вузол також модернізувався. Для отримання порівняльних результатів ручна кутошліфмашина закріплювалася на пристрої, що працює як маятникова пила.

Зусилля різання фіксувалися за допомогою тензометричного столу. Потужність, що витрачається на різання, визначалася самозаписувальним ватметром. При дослідженні роботи кругів проводилося по 8 паралельних спостережень, достовірність отриманих результатів склала 95 %.

На рис. 3 і 4 показані залежності зносостійкості абразивних кругів від жорсткості шпиндельного вузла у разі роботи на маятниковій пилі та кутошліфмашині, що встановлена в пристрої. Зона I (рис. 3) відповідає жорсткості шпиндельного вузла ручної кутошліфмашини; зона II – даним, отриманим на стенді при різанні сталевих труб на маятниковій пилі. Випробу-

вання проводилися в ідентичних умовах, тобто при одному і тому ж співвідношенні діаметра труби до діаметра круга.

На рис. 3 видно, що зносостійкість круга прямо пропорційна жорсткості шпиндельного вузла. Жорсткість шпиндельного вузла маятникової пили в 1,75 раза вище за жорсткість шпиндельного вузла ручної кутошліфувальної машини і, відповідно, зносостійкість кругів при роботі на маятникових пилах у 1,35 разів вище. Експериментально встановлено, що коефіцієнт пропорційності кривої в досліджуваному діапазоні зміни робочої швидкості не змінюється. Екстраполюючи криві залежності, отримуємо критичні значення жорсткості шпиндельного вузла, нижче яких робота круга неможлива. Так, при жорсткості шпиндельного вузла 2000 Н/мм коефіцієнт шліфування буде таким, що дорівнює нулю. При роботі на машинах, які мають таку жорсткість шпиндельного вузла, виникають високі вібраційні навантаження, що призводять до втрати роботоздатності машини.

На рис. 4 приведені результати експериментів при різанні каменю міцністю 14,0 МПа (шамотна цегла, вапняк, туф), які свідчать, що зв'язок між зносостійкістю та жорсткістю шпиндельного вузла зберігається.

Отримані експериментальні дані доповнюють раніше проведені дослідження щодо впливу типу приводного пристрою та режимів роботи на зносостійкість абразивних армованих кругів.

На основі проведених досліджень встановлено, що конструкція шпиндельного вузла повинна мати максимально можливу жорсткість, яка може бути досягнута за рахунок раціонального розташування підшипникових опор, максимального розміру консолі та оптимальної конфігурації вала. Враховуючи, що маса шпиндельного вузла по відношенню до маси усієї машини невелика, слід в усіх випадках прагнути до максимальної жорсткості шпиндельного вузла, тобто не зменшувати масу машини за рахунок шпиндельного вузла.

Так при розробленні нової маятникової пили була збільшена жорсткість шпиндельного вузла шляхом зменшення відстані між опорами та збільшена жорсткість підшипникової опори. Підвищення жорсткості призвело до збільшення, за інших рівних умов, зносостійкості кругів (рис. 3, зона III). Результати досліджень можуть використовуватися при розробленні привідних

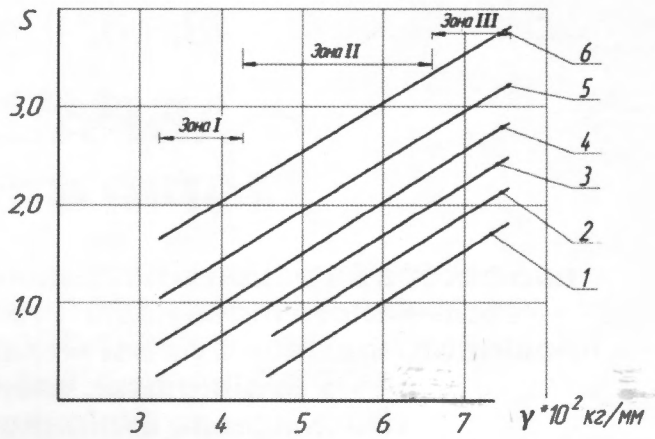


Рис. 3. Залежність зносостійкості (S) абразивних армованих кругів від жорсткості шпиндельного вузла (γ) при різанні металу:

1 – V_p = 60 м/с, труба 57×4 мм; **2** – V_p = 80 м/с, труба 57×4 мм; **3** – V_p = 60 м/с, труба 27×3 мм; **4** – V_p = 80 м/с, труба 27×3 мм; **5** – V_p = 60 м/с, труба 21,3×3,2 мм; **6** – V_p = 80 м/с, труба 21,3×3,2 мм

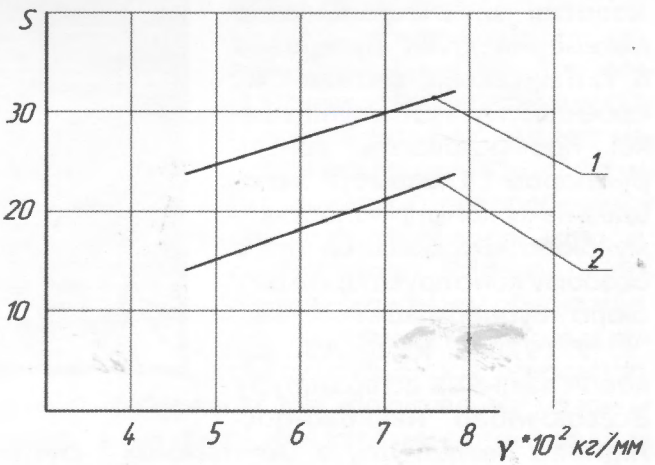


Рис. 4. Залежність зносостійкості (S) абразивних армованих кругів при різанні шамотних вогнетривів:

1 – V_p = 60 м/с; **2** – V_p = 80 м/с

машин, робочими органами яких є абразивні армовані круги.

[1] *Абрашкевич Ю.Д., Пелевін Л.Є., Мачишин Г.М.* Зменшення енергетичних витрат при різанні металопрокату на монтажних ділянках// «Промислове будівництво та інженерні споруди» – 2017. – № 2. – С. 43–46.

[2] Механізація трудомістких процесів / *Ю.Д. Абрашкевич, В.М. Смірнов, Л.Є. Пелевін, В. П. Рашківський.* – К.: КНУБА, 2006. – 180 с.

[3] Детали и механизмы металлорежущих станков. Т.1/Под редакцией Решетова Д.Н. – Машиностроение. М.: 1972, С. 83.

[4] *Соколов Ю.Н.* Выбор основных параметров шпиндельных узлов прецизионных станков//Станки и инструмент. – 1963 – № 8.

Надійшла 04.10.2017 р.

Вітаємо із 80-річчям

АБРАШКЕВИЧА ЮРІЯ ДАВИДОВИЧА

професора кафедри «Будівельні машини ім. Ю.О. Вєтрова» КНУБА, заслуженого діяча науки і техніки України, д.т.н., професора, провідного фахівця в галузі механізації трудомістких ручних процесів у будівництві, члена редколегії журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Юрій Давидович Абрашкевич народився 10 квітня 1938 року в місті Києві. Після закінчення в 1961 р. Київського технологічного інституту легкої промисловості за спеціальністю інженер-механік працював в Українському державному проектному інституті легкої промисловості, конструктором 1-ї категорії в спеціальному конструкторському бюро «Будмашина» та в особому конструкторському бюро «Буддормаш».

У 1970 р. Ю.Д. Абрашкевич закінчив аспірантуру Всесоюзного науково-дослідного інституту з монтажних і спеціальних будівельних робіт «ВНДІМонтажспецбуд» у м. Москва та працював у Київському філіалі «ВНДІМонтажспецбуд», обіймаючи різні посади.

У 1991 р. Юрій Давидович очолив київський філіал науково-дослідного інституту з технології і механізації монтажних робіт «НДІМехмонтаж», який з 1995 р. було реорганізовано в закрите акціонерне товариство ЗАТ «НДІМехмонтаж». Абрашкевич Ю.Д. був обраний головою правління товариства та його директором.

Починаючи з 1994 р., Юрій Давидович паралельно обіймає посаду професора кафедри будівельних машин Київського національного університету будівництва і архітектури, де працює дотепер.

Абрашкевич Ю.Д. стояв біля витоків створення абразивних армованих кругів, виробництво яких вперше в СРСР було організовано Мінмонтажспецбудом.

Питанням створення абразивних армованих кругів та машин для їх приводу присвячені його кандидатська та докторська дисертації.

Абрашкевич Ю.Д. є провідним спеціалістом України в галузі механізації масових трудомістких ручних процесів у будівництві. Він автор понад 200 наукових робіт, 45 патентів і авторських свідоцтв, у т.ч. підручників, наукових посібників, монографій та книг. Юрій Давидович один із найбільш авторитетних розробників у СНД високоефективного абразивного інструмента та машин для їх приводу, що набули масового застосування як у будівництві, так і в інших галузях народного господарства.

Абрашкевич Ю.Д. дійсний член Академії будівництва України, Академії інженерних наук України, Української академії наук, член редакційних колегій чотирьох наукових журналів та спеціалізованої вченої ради із захисту докторських дисертацій при Київському національному університеті будівництва і архітектури.

За високий професіоналізм, вагомі досягнення в науково-технічній діяльності Абрашкевичу Юрію Давидовичу присвоєно почесне звання «Заслужений діяч науки і техніки України» та відзначено багатьма відомчими нагородами.

Вітаємо із 80-річчям

ГУЛЯЄВА ВАЛЕРІЯ ІВАНОВИЧА

завідувача кафедри вищої математики Національного транспортного університету, доктора технічних наук, професора, заслуженого діяча науки і техніки, члена редколегії журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Валерій Іванович Гуляєв після закінчення у 1960 р. Ленінградського інституту інженерів водного транспорту за спеціальністю інженер-механік працював інженером-конструктором на Іркутському авіаційному заводі. З 1963 р. по 1966 р. проходив наукову підготовку в аспірантурі при кафедрі будівельної механіки Київського інженерно-будівельного інституту. Обіймав посади молодшого наукового співробітника Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона АН УРСР, старшого наукового співробітника Проблемної лабораторії тонкостінних просторових конструкцій Київського інженерно-будівельного інституту, завідувача кафедри теоретичної механіки цього інституту.

В.І. Гуляєв захистив кандидатську та докторську дисертації за спеціальністю будівельна механіка, професор з 1985 р.

Проходив наукове стажування в Ліверпульському університеті на кафедрі механіки.

З 1994 р. по теперішній час Валерій Іванович очолює кафедру вищої математики Національного транспортного університету.

Протягом 2007–2012 рр. В.І. Гуляєв працював завідувачем відділу моделювання конструкцій ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського».

Гуляєв В.І. виступав з науковими доповідями і лекціями в США, Великобританії (Кембриджський університет), Франції, Італії, Німеччині, Нігерії, Ірані, Польщі, Чехословаччині, Болгарії, Голландії.

Його основні наукові інтереси це: некласична та класична теорія оболонок складної форми; стійкість періодичних процесів в нелінійних механічних системах та хаотизація нелінійних коливань; небесна механіка; механіка космічного польоту; оптимальне управління механічними процесами; динаміка робототехнічних систем; механіка гнучких криволінійних стержнів; динаміка теплообмінних апаратів атомних реакторів; динаміка тонкостінних роторів при складному обертанні, яке пов'язане з маневрами переорієнтації носія; розповсюдження, біфуркація та фокусування ударних хвиль в неоднорідних пружних середовищах (стосовно до задач сейсміки тектонічних середовищ); моделювання позаштатних і аварійних ситуацій при бурінні глибоких нафтових та газових свердловин.

Валерій Іванович Гуляєв є лауреатом Державної премії України в галузі науки і техніки (1991 р.). Він заслужений діяч науки і техніки України, є членом експертної ради ДАК України з машинознавства та загального машинобудування.

Валерій Іванович видав більш ніж 350 статей та 8 монографій.

Підготував 52 кандидати технічних наук та фізико-математичних наук, у т.ч. для Нігерії, Китаю, Маврікію, Лівану, Алжиру, Того, Іраку, В'єтнаму, Іорданії. Під його керівництвом було захищено три докторські дисертації.

Валерій Іванович має заслужений авторитет і повагу серед науковців і працівників вищої школи.

ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !

Вимоги щодо публікації статей:

- Текст статті в електронному виді, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК), підготовлені у Microsoft Word та фото авторів.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, pcx, doc, docx – 300 dpi.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

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

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

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 1 від 22.02.2018 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 22.02.2018 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**