

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ

**Міжнародної науково-технічної on-line конференції
ПРОБЛЕМИ БУДІВЕЛЬНОГО
ТА ТРАНСПОРТНОГО КОМПЛЕКСІВ
PROBLEMS IN CONSTRUCTION
AND LOGISTICS INDUSTRIES**

Конференція присвячена 50-річчю кафедри
будівельних, дорожніх машин і будівництва
Центральноукраїнського національного технічного університету23–

24 травня 2023 року



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА, ТРАНСПОРТУ ТА ЕНЕРГЕТИКИ
КАФЕДРА БУДІВЕЛЬНИХ, ДОРОЖНІХ МАШИН І БУДІВНИЦТВА

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ

Міжнародної науково-технічної on-line конференції
ПРОБЛЕМИ БУДІВЕЛЬНОГО
ТА ТРАНСПОРТНОГО КОМПЛЕКСІВ
PROBLEMS IN CONSTRUCTION
AND LOGISTICS INDUSTRIES

Конференція присвячена 50-річчю кафедри
будівельних, дорожніх машин і
будівництва

Центральноукраїнського національного технічного університету

23–24 травня 2023 року

Матеріали доповідей надруковано в авторській редакції.

м. Кропивницький

ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ КОМІТЕТ КОНФЕРЕНЦІЇ

Голова організаційного комітету:

Левченко О.М., д-р екон. наук, професор, проректор з наукової роботи та міжнародних зв'язків Центральноукраїнського національного технічного університету, м. Кропивницький, Україна.

Заступники голови організаційного комітету:

Настоящий В.А., канд. техн. наук, професор, завідувач кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва, Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький, Україна.

Аулін В.В., д-р техн. наук, професор кафедри експлуатації та ремонту машин Центральноукраїнського національного технічного університету, м. Кропивницький, Україна.

Члени організаційного комітету:

Darko Lovrec, Professor, Maribor, Slovenija;

Kinasz Roman, Professor (Full), PhD, D.Sc. Eng., AGH University of Science and Technology, Polska;

Łukasz Kaczmarek, Professor, Лодзинський технічний університет, Lodz, Polska;

Mareks Mezitis, Dr. sc. ing. Transport Academy, Head of Scientific Institute, Latvia;

Olfa Moroz, Dr., Professor, Technische Hochschule Ostwestfalen Lippe, Deutschland;

Roman Rabenseifer, Dr. techn. Ing. arch., Assoc. Prof., Slovak University of Technology, Bratislava, Slovakia;

Анджей Невчас, PhD, професор, Люблінський технологічний університет, м. Люблін, Польща;

Бабич Є.М., д-р техн. наук, професор, заслужений працівник народної освіти України,

Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна;

Войтов В.А., д-р техн. наук, професор, Державний біотехнологічний університет, м. Харків, Україна;

Гасій Г.М., д-р техн. наук, професор, Національний авіаційний університет, м. Київ, Україна;

Горбачов П.Ф., д-р техн. наук, професор, Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків, Україна;

Довченко П.І., заслужений будівельник України, генеральний директор Проектно вишукувального інституту «Агропроект», м. Кропивницький, Україна;

Доминик Зимон, доктор, доцент, Жешувський технологічний університет, Польща;

Ельжбета Мацьошек, д.т.н., доц. проф., Сілезький технологічний університет, Польща;

Зоценко М.Л., д-р техн. наук, професор, Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка", м. Полтава, Україна;

Кириченко І.Г., д-р техн. наук, професор, Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків, Україна;

Клименко Є.В., д-р техн. наук, професор, заслужений діяч науки і техніки України, Одеська Державна Академія Будівництва та Архітектури, м. Одеса, Україна;

Кулешков Ю.В., д-р техн. наук, професор, Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький, Україна;

Ланець О.С., д-р техн. наук, професор, Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів, Україна;

Магопець С.О., канд. техн. наук, доцент, Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький, Україна;

Марчін Кічінський, доктор філософії, доцент, Познанський технологічний університет, Польща;

Мороз М.М., д-р техн. наук, професор, Кременчуцький національний університет імені Михайла Остроградського, м. Кременчук, Україна;

Наглюк І.С., д-р техн. наук, професор, Харківський національний автомобільно- дорожній університет, м. Харків, Україна;

Олександр Граковскі, PhD, професор, Інститут транспорту і зв'язку, м. Рига, Латвія;

Пащинський В.А., д-р техн. наук, професор, Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький, Україна;

Підгурський М.І., д-р техн. наук, професор, Тернопільський національний технічний університет імені І. Пулюя, м. Тернопіль, Україна;

Пічугін С.Ф., д-р техн. наук, професор, заслужений діяч науки і техніки України, лауреат Державної премії України, Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка", м. Полтава, Україна;

Полянський О.С., д-р техн. наук, професор, Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків, Україна;

Рамунас Пальшатіс, PhD, професор, Вільнюський технічний університет імені Гедимінаса, м. Вільнюс, Литва;

Ройко Ю.Я., канд. техн. наук, доцент, Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів, Україна

Савуляк В.І., д-р техн. наук, професор, Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця, Україна;

Сахно В.П., д-р техн. наук, професор, Національний транспортний університет, м. Київ, Україна;

Семко В.О., д-р техн. наук, професор, Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький, Україна;

Тимофеева Л.А., д-р техн. наук, професор, Український державний університет залізничного транспорту, м. Харків, Україна;

Фаренюк Г.Г., д-р техн. наук, професор, директор ДП "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій", м. Київ, Україна;

Філімоніхін Г.Б., д-р техн. наук, професор, Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький, Україна;

Харченко Є.В., д-р техн. наук, професор, Національний університет "Львівська політехніка", м. Львів, Україна;

Черновол М.І., д-р техн. наук, професор, академік Національної академії аграрних наук України, заслужений діяч науки і техніки України, почесний ректор Центральноукраїнського національного технічного університету, м. Кропивницький, Україна;

Шепеленко І.В., д-р техн. наук, професор, Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький, Україна;

Яцун В.В., канд. техн. наук, доцент, декан факультету будівництва, транспорту та енергетики, Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький, Україна.

Відповідальні секретарі секцій конференції:

Дарієнко Віктор Вікторович, канд. техн. наук, доцент кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва Центральноукраїнського національного технічного університету – (секція 1); тел.: +38-066-303-8586, E-mail: vvdarienko@gmail.com

Лисенко Сергій Володимирович, канд. техн. наук, доцент кафедри експлуатації та ремонту машин Центральноукраїнського національного технічного університету – (секція 2); тел.: +38-066-772-7645, E-mail: sv07091976@gmail.com

Хачатурян Сергій Леонідович, канд. техн. наук, доцент кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва Центральноукраїнського національного технічного університету – (секція 3); тел.: +38-050-457-2337, E-mail: serg130354@gmail.com

Поштова адреса: Центральноукраїнський національний технічний університет. Оргкомітет Міжнародної науково-технічної on-line конференції «Проблеми будівельного та транспортного комплексів». Проспект Університетський 8, м. Кропивницький, 25030, Україна

ЗМІСТ

Настоящий В, проф., канд. техн. наук КАФЕДРИ БУДІВЕЛЬНИХ, ДОРОЖНИХ МАШИН І БУДІВНИЦТВА – 50 РОКІВ.....	4
Дарієнко В., Джирма С., Карпушин С., Настоящий В., Пашинський В., Пашинський М., Портнов Г., Сідей В., Скриннік І., Хачатурян С., Тихий А., Яцун В. ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ НЕСУЧИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ, ВИКОНАНИХ КАФЕДРОЮ БДМБ.....	7
Пашинський М., Джирма С., Карпушин С., Пашинський В., Плотніков О., Семко В., Скриннік І., Тихий А., Філімоніхін Г. РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕННЯ Й НОРМУВАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.....	13
Пашинський В., Джирма С., Карпушин С., Пашинський М., Плотніков О., Семко В., Скриннік І., Тихий А., Довченко П. РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕНЬ ТЕПЛОВОЇ НАДІЙНОСТІ ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	19
Gorbatyuk Ievgenii DETERMINATION OF DYNAMIC LOADS DURING OPERATION OF TOWER CRANES	23
Maksym Balaka, Dmytro Palamarchuk, Dmytro Mishchuk FEATURES OF TIRE TREAD WEAR BY ROLLING	25
Semko Volodymyr, Oleg Yurin TO THE ISSUE OF STUDYING THE MOISTURE CONDITION OF THE CORNER OF THE BRICK WALL.....	28
Semko Volodymyr, Olena Hranko REPAIR WAR-DAMAGED LARGE-PANEL BUILDINGS USING WALL PANELS WITH FRAMES MADE FROM COLD-FORMED STEEL ELEMENTS.....	31
Semko Volodymyr, Rudolf Ároch THE INFLUENCE OF STEEL STRIPS COATING COST ON ROOF STEEL DECKS' CROSS-SECTION CHOICE.....	35
Skiba Karol, Roman Kinasz DECISION SUPPORT IN THE SELECTION OF MATERIAL SOLUTIONS FOR BUILDING PARTITIONS.....	39
Zharova A., Anosova Z., Tykhyi A., Pashynskiy, M. USING THE SCAD SOFTWARE TO CREATE A BUILDING MODEL WITH A MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE FRAME.....	41
Бабич Є., Караван Б. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ АРКИ З ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ НА ДІЮ МАЛОЦИКЛОВИХ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ.....	44
Булбаха О., ВЕРТИКАЛЬНИЙ СТИК МІЖ ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ СТИНОВИМИ ПАНЕЛЯМИ НА ГНУЧКИХ ПЕТЛЯХ.....	49
Главацький К. АКТУАЛЬНІ ПИТАННЯ УДОСКОНАЛЕННЯ РОБОЧИХ ОРГАНІВ БУЛЬДОЗЕРІВ ТА ГРУНТОУЩІЛЬНЮВАЛЬНИХ МАШИН	52
Голубченко О., Шатов С., Мацевич І. РОЗРОБКА ТА ДОСЛІДЖЕННЯ КОНВЕЄРА-МЕТАЛЬНИКА ДЛЯ ЗЕМЛЕРИЙНИХ МАШИН	56
Гомон С. Св., Гомон С. Ст. РОБОТА ДЕРЕВИНИ В ДОКРИТИЧНІЙ ТА ЗАКРИТИЧНІЙ СТАДІЯХ ДЕФОРМУВАННЯ ЗА ОСЬОВОГО СТИСКУ ВЗДОВЖ ВОЛОКОН.....	60
Дарієнко В., Талпа С., Слонь В. ПЕРСПЕКТИВНІ МЕТОДИ АРМУВАННЯ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НАДРУКОВАНИХ ЗА ТЕХНОЛОГІЄЮ ЗДРС	62
Довженко О., Гамфі Addai Кусі Тедді КОНТАКТНИЙ СТИК ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ ЗІ СТИНОВИМИ ПАНЕЛЯМИ У ВЕЛИКОПАНЕЛЬНИХ БУДІВЛЯХ.....	66

Довженко О., Пенц М. ДОСЛІДНИЙ ЗРАЗОК ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ СТИСКОВІ.....	68
Дутов О., Циганенко Г. ПРОБЛЕМНІ ПИТАННЯ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ.....	71
Душин О., Душин В. ДОСЛІДЖЕННЯ ЖОРСТКОСТІ КАРКАСНОЇ БУДІВЛІ.....	73
Зигун А., Плешинець А. РОЗВИТОК РЕКРЕАЦІЙНИХ ТЕРИТОРІЙ В СУЧАСНІЙ ЗАБУДОВІ МІСТА.....	75
Ільченко В., Голік О. ОСОБЛИВОСТІ ВІДНОВЛЕННЯ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ, ПОШКОДЖЕНИХ ВНАСЛІДОК ВІЙСЬКОВИХ ДІЙ.....	77
Карюк А., Малярчик В. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ТРАНСПОРТНОГО БУДІВНИЦТВА.....	80
Кривенко О., Лізунов П. Ворона Ю., Калашніков О. СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНИЙ АНАЛІЗ КОЛИВАНЬ І СТІЙКОСТІ ПРУЖНИХ ОБОЛОНОК ПРИ ДІЇ ТЕРМОСИЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ.....	82
Левков Д., Міщенко Р. ЗАСТОСУВАННЯ ТРАСОШУКАЧІВ У БУДІВНИЦТВІ.....	86
Масюк Г., Кузьміна К. ВИЗНАЧЕННЯ ШИРИНИ РОЗКРИТТЯ ТРІЩИН В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ, ЩО ЗАЗНАЮТЬ ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ ЗНАКОЗМІННИХ НАВАНТАЖЕНЬ.....	88
Молодід О., Бендерський С. ВІДНОВЛЕННЯ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПОШКОДЖЕНИХ У НАСЛІДОК ПОЗАПРОЕКТНИХ ВПЛИВІВ.....	92
Мукосєєв В., Сахно Б. МІЦНІСТЬ І ЖОРСТКІСТЬ КАМ'ЯНИХ СТІН ДЛЯ МОДЕЛЮВАННЯ КОМПОЗИТНИХ СТИНО-БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ З ГЕНЕТИЧНОЮ НЕЛІНІЙНІСТЮ.....	94
Мукосєєв В., Скорина К., Сухих Д., Сахно Б. АНАЛІЗ УМОВ РОЗРАХУНКУ МІСЦЕВОГО СТИСКУ ПІД ОПОРАМИ БАЛОК ДЛЯ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ВУЗЛА ОБПИРАННЯ В ПК «LIRA-SAPR».....	96
Настоящий В., Джирма С. ОБГРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ ГУМОВИХ ФУТЕРОВОК З ГЕРМЕТИЧНИМИ ПОВІТРЯНИМИ ПОРОЖНИНАМИ ДЛЯ ВИКОРИСТАННЯ В БАРАБАННИХ МЛИНАХ ПІДПРЕМСТВ БУДІВЕЛЬНОЇ ІНДУСТРІЇ ТА ГІРНИЧОГО КОМПЛЕКСУ.....	99
Настоящий В., Джирма С., Руденко О. ПІДВИЩЕННЯ ПРОДУКТИВНОСТІ КУЛЬОВИХ МЛИНІВ НА ОСНОВІ ЗАСТОСУВАННЯ БУФЕРНОЇ ГУМОВОЇ ФУТЕРОВКИ.....	102
Павліков А., Гарькава О. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КОСОСЗІГНУТИХ КОЛОН ІЗ ДРІБНОЗЕРНИСТОГО БЕТОНУ.....	105
Пантелєснко В., Карпушин С., Червоноштан А., Волошин С. ВПЛИВ ОБ'ЄМУ УЩІЛЬНЕНОЇ ЗОНИ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ПУСТОТІЛОГО БЕТОННОГО БЛОКУ.....	108
Пічугін С. ДЕЯКІ АСПЕКТИ ЕВОЛЮЦІЇ НОРМ БУДІВЕЛЬНОГО ПРОЄКТУВАННЯ.....	110
Пічугін С., Оксененко К. МЕТАЛЕВЕ СХОВИЩЕ СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВОГО ТИПУ.....	114
Пічугін С., Шульгін В., Оксененко К. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ НА ЗГИН МІЖФАЛЬЦЕВОЇ ЗОНИ СТІНКИ СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВОГО СИЛОСУ.....	116

Погрібний В., Швайковський В. МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ПОХИЛИМИ ПЕРЕРІЗАМИ НА ОСНОВІ «ФЕРМОВОЇ АНАЛОГІЇ» ТА «ДИСКОВОЇ МОДЕЛІ».....	118
Погрібний В., Мищенко М., РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КОРОТКИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСОЛЕЙ	122
Портнов Г., Дарієнко В. КОМПОНОВКА ПРОМІЖНИХ ВУЗЛІВ ФЕРМ З ПРЯМОКУТНИХ ТРУБ.....	124
Почужевський О., Радкєвіч М., Малохат А., Абдусамін Г. АКТУАЛЬНІ ПИТАННЯ РОЗВИТКУ АВТОМОБІЛЬНОГО ТРАНСПОРТУ У СВІТІ.....	127
Роговий С., Срібняк Н., Циганенко Л., Циганенко Г., Галушка С. НЕЛІНІЙНА РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ ЗАЛІЗОБЕТОНУ	130
Семко О., Авраменко Ю., Петрікей І. РАЦІОНАЛЬНІ НЕСУЧІ КОНСТРУКЦІЇ ПІДСИЛЕННЯ ВЕНТИЛЬОВАНИХ ФАСАДІВ.....	134
Семко О., Гасенко А., Дроботя О. ПЛАНУВАННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ СТАЛЕБЕТОННИХ СТІНОВИХ ПРОГОНІВ.....	136
Семко О.В., Ільченко Т.М. ТЕМПЕРАТУРНО-ВОЛОГІСНІ ВПЛИВИ ЯК ЧИННИК УТВОРЕННЯ ПОШКОДЖЕНЬ ЦЕГЛЯНИХ СТІН.....	138
Скриннік І. Довченко П. ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНОЇ ОПАЛУБКИ В ТЕХНОЛОГІЇ ЗВЕДЕННЯ МОНОЛІТНИХ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ.....	140
Скриннік І., Дарієнко В., Томаченко Є. ДОСВІД ВИКОРИСТАННЯ КЕСОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ ПРИ ЗВЕДЕННІ МОНОЛІТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	143
Солодей І., Павленко В. ОСОБЛИВОСТІ МОДЕЛЮВАННЯ ЗСУВНИХ ПРОЦЕСІВ У МАЛОЗВ'ЯЗНИХ ПЛАСТИЧНИХ ҐРУНТАХ.....	145
Сушко А., Кислун О. ОГЛЯД МОЖЛИВОСТЕЙ КОМПЛЕКСУ АВК5 ДЛЯ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОШТОРИСІВ	148
Тихий А., Борис О. ОСНОВНІ АСПЕКТИ ПЛАНУВАННЯ ТЕРИТОРІЇ В БУДІВЕЛЬНОМУ ТА ТРАНСПОРТНОМУ КОМПЛЕКСІ	150
Фенко О., Митрофанов П., Фенко Д., Крупченко О., Юрко П. ВПЛИВ НЕРІВНОМІРНО РОЗПОДІЛЕНИХ ПО ПОПЕРЕЧНОМУ ПЕРЕРІЗУ НАПРУЖЕНЬ НА МІЦНІСТЬ БЕТОНУ ПРИ СТИСКАННІ	154
Фесенко А., Циганенко Л. ДО ПИТАННЯ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ.....	156
Хачатурян С., Супонєв В., Щербак О. БЕЗТРАНШЕЙНА ПРОКЛАДКА КОМУНІКАЦІЙ: РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	158
Яцун В. Вас., Пономаренко С. ДОСЛІДЖЕННЯ МЕХАНІКИ РУХУ ЦЕМЕНТНОЇ АЕРОСУМІШІ В ЕЖЕКТОРНИХ ПНЕВОТРАНСПОРТНИХ ВІБРАЦІЙНИХ УСТАНОВКАХ З УРАХУВАННЯМ ІНТЕГРАЛЬНОГО КОЕФІЦІЄНТУ ОПОРУ ПРИ РОЗВАНТАЖЕННІ.....	161

КАФЕДРИ БУДІВЕЛЬНИХ, ДОРОЖНІХ МАШИН І БУДІВНИЦТВА –

50 РОКІВ

Владислав Настоящий, проф., канд. техн. наук
Центральноукраїнський національний технічний університет

У 1973 році наказом міністра вищої і середньої спеціальної освіти УРСР від 15 травня 1973 року у Кіровоградському інституті сільськогосподарського машинобудування у зв'язку з бурхливим розвитком будівництва та галузевого машинобудування в регіоні було створено випускову кафедру «Будівельні і дорожні машини», яка з 1 вересня 1973 року існує як самостійний підрозділ.



Кафедра була створена на базі існуючої кафедри «Деталі машин та підйомно-транспортне устаткування», першим завідувачем кафедри став кандидат технічних наук, доцент Рябков А. І.

Першими викладачами кафедри в 1973 році були А. І. Рябков, Г. О. Щекотіхіна, М. Г. Луньов. Перший випуск інженерів-механіків зі спеціальності «Будівельні, дорожні машини і обладнання» відбувся у 1975 році. Цього ж року кафедра перебазувалась у приміщення при корпусі по проспекту

Університетському, де зараз і розташовуються основні кафедральні аудиторії та лабораторії, до складу кафедри входили кандидати технічних наук Г.Ю. Надольний, О.О. Матвієнко, асистент Каленчук В.Г., а очолив кафедру кандидат технічних наук, доцент Тарасенко О. А. Саме при ньому були закладені основи матеріальної бази, сформований склад кафедри, в першу чергу з випускників спеціальності «Будівельні, дорожні машини та обладнання», який протягом 1975–1977 рр. поповнили В. А. Настоящий, Ю. І. Алексєєв, С. Л. Хачатурян, О. П. Скібицький, В. К. Передерей.

Практика залучення кращих випускників до викладацької діяльності існувала і далі. У 1978–1985 рр. на кафедрі працювали Хоманько С. В., Дворніченко А. М., Самойленко О. М., Грицун Г. А., Попов Г. А., Гриценко С. І., Яцун В.В., Микитенко Ю. В., Ставенко В. А., Дрібін А. О., а також канд. техн. наук. А. А. Взоров, В. Є. Мороз, С. С. Носаль, асистенти Б. Д. Макота, В. Г. Кочерга, А. Й. Можейка, А. В. Гасленко.

З 1986 року по 1991 рік кафедру очолював канд. техн. наук, доцент Надольний Г. Ю., при якому зміцнилась матеріальна база кафедри, з'явилося перше комп'ютерне обладнання.

П'ятнадцятиріччя кафедра зустрічала у такому викладацькому складі: завідувач кафедри канд. техн. наук, доцент Надольний Г. Ю., кандидати технічних наук, доценти Хачатурян С. Л., Мельніченко О. В., Мороз В. Є., Настоящий В. А., Скібицький О. П., Дрібін А. О., Власенко М. В., викладачі Алексєєв Ю. І, Дворніченко А. П., Микитенко Ю. В., Попов Г. А., Ставенко В.А., Яцун В.В.

З 1989 року назва спеціальності змінилась на «Підйомно-транспортні, будівельні, дорожні машини і обладнання».

У 1985 році відбувся перший випуск спеціалістів з числа громадян зарубіжних країн. За наступні роки підготовлено більше 50 фахівців для Куби, Афганістану, Анголи, Лівану, Йорданії, Сирії.

З 1991 по 1994 роки кафедру очолював доцент Власенко М. В., який в ті нелегкі часи багато зробив для збереження кадрового складу. У 1994 році на базі кафедри був створений департамент будівельних і дорожніх машин, який очолив канд. техн. наук, доцент В. Є. Мороз. У 1996 році було поновлено структуру нашого навчального закладу, і в його складі знову з'явилась кафедра будівельних і дорожніх машин, яку очолив канд. техн. наук, доцент Володимир Васильович Яцун.

Саме з його ініціативи у 1996 році була розпочата підготовка фахівців зі спеціальності «Промислове і цивільне будівництво», а в 1998 році кафедра отримала назву – кафедра будівельних, дорожніх машини і будівництва.

У 1996 році при кафедрі відкрито аспірантуру зі спеціальності «Машини для земляних та дорожніх робіт», першим аспірантом став випускник С.О. Джирма, який успішно захистив у 2002 році кандидатську дисертацію. У 1996–1997 н. р. спеціальність «Підйомно-транспортні, будівельні, дорожні меліоративні машини та обладнання» акредитована за ІУ рівнем акредитації.

У 2001 році кафедра пройшла акредитацію відповідності підготовки спеціалістів за фахом «Промислове і цивільне будівництво», у 2011 році пройшла повторну акредитацію відповідності підготовки фахівців спеціальності «Промислове і цивільне будівництво» освітньо-кваліфікаційних рівнів «бакалавр» та «спеціаліст».

З 2002 року кафедру очолює канд. техн. наук, професор В. А. Настоящий.

У 2007 році кафедра пройшла акредитацію відповідності підготовки магістрів за фахом «Підйомно-транспортні, будівельні, дорожні, меліоративні машини та обладнання».

У 2011 році викладацький склад кафедри поповнив доктор технічних наук, професор В. А. Пашинський, що дало змогу у 2012 році пройти ліцензування щодо підготовки фахівців спеціальності «Промислове і цивільне будівництво» освітньо-кваліфікаційного рівня «магістр».

У 2013 році кафедра пройшла акредитацію відповідності підготовки магістрів за фахом «Промислове і цивільне будівництво». На той час до викладацького складу кафедри входили доктор технічних наук, професор Пашинський В. А., доктор фіз.-мат. наук, професор Петренюк А. Я., кандидати технічних наук, доценти Яцун Вол. Вас., Хачатурян С. Л., Лізунков О. В., Карпушин С. О., Джирма С. О., Портнов Г. Д., Дарієнко В. В., Скриннік І. О., Яцун Вол. Вол., кандидат технічних наук, ст. викладач Тихий А. А., ст. викладач Попов Г. А., викл. Сідей В. М.

У 2015 році при кафедрі відкрито аспірантуру зі спеціальності 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди», а першим аспірантом став Микола Пашинський, який успішно захистив у 2019 році кандидатську дисертацію.

У 2018 році кафедра пройшла акредитацію відповідності підготовки магістрів за освітньо-професійними програмами «Будівництво та цивільна інженерія» і «Підйомно-

транспортні, будівельні, дорожні, меліоративні машини та обладнання» спеціальності «Галузеве машинобудування».

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва – структурний підрозділ факультету будівництва, транспорту та енергетики, який очолює канд. техн. наук, доцент Яцун Володимир Васильович.

На сьогодні до складу кафедри входять завідувач кафедри канд. техн. наук, проф. Настояний В. А., доктори технічних наук, професори Пашинський В. А., Семко В. О., кандидати технічних наук, доценти Дарієнко В. В., Джирма С. О., Карпушин С. О., Лізунков О. В., Пашинський М. В., Портнов Г. Д., Скриннік І. О., Тихий А. А., Хачатурян С. Л., Яцун Вол.Вол.

Випускники кафедри гідно представлені в адміністративних та суспільних органах Центральноукраїнського національного технічного університету:

Левченко Олександр Миколайович – проректор з наукової роботи та міжнародних зв'язків;

Яцун Володимир Васильович – декан факультету будівництва, транспорту та енергетики;

Лізунков Олександр Вікторович – керівник центру заочної та дистанційної освіти ЦНТУ;

Тихий Андрій Анатолійович – керівник центру довузівської підготовки ЦНТУ.

За результатами діяльності на кафедрі отримали звання заслуженого працівника освіти України Власенко Микола Вікторович та Яцун Володимир Васильович.

Кафедра має окремий навчально-лабораторний корпус та аудиторії в корпусах ЦНТУ з розвиненою лабораторною, методичною та комп'ютерною базою.

Це сприяє подальшій підготовці випускників, загальна кількість яких зі спеціальності «Підйомно-транспортні, будівельні, дорожні, меліоративні машини та обладнання» за 50 років перевищує 3000, а зі спеціальностей «Промислове і цивільне будівництво» та «Будівництво та цивільна інженерія» перевищує 1500 фахівців. Серед випускників – депутат Верховної ради України останнього скликання від фракції «Слуга народу» Ігор Мурдій, заступник голови обласної державної адміністрації Сергій Поліщук, заступник міського голови м. Кропивницький Олександр Мосін, багато керівників та провідних спеціалістів підприємств і проектних закладів в галузі будівництва, дорожнього будівництва та галузевого машинобудування, працівників адміністративних установ, два доктори наук Левченко О. М. та . та Нестеренко М.П., понад 20 кандидатів наук. Всі вони працюють в різних сферах економіки нашого регіону, України, країн Євросоюзу, Азії, Африки.

ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ НЕСУЧИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ, ВИКОНАНИХ КАФЕДРОЮ БДМБ

Віктор Дарієнко, доцент, канд. техн. наук
Станіслав Джирма, доцент, канд. техн. наук
Сергій Карпушин, доцент, канд. техн. наук
Владислав Настоящий, проф., канд. техн. наук
Віктор Пашинський, проф., д-р техн. наук
Микола Пашинський, канд. техн. наук
Геннадій Портнов, доцент, канд. техн. наук
Валерій Сідей, інженер
Іван Скриннік, доцент, канд. техн. наук
Сергій Хачатурян, доцент, канд. техн. наук
Андрій Тихий, доцент, канд. техн. наук
Володимир Яцун, доцент, канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Протягом останнього десятиліття науковцями кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва проведені різнопланові дослідження несучих будівельних конструкцій, виробів та матеріалів, зорієнтовані на розроблення, удосконалення та вивчення роботи нових конструкцій та будівельних виробів, аналіз їх експлуатаційних якостей і технічних характеристик. За результатами цих досліджень опубліковано понад 40 наукових праць, у тому числі одна монографія, 8 статей у зарубіжних виданнях, які індексуються наукометричними базами Scopus та Web of Science, а також більше 25 статей у фахових виданнях України. Найвагоміші з цих праць вказані у списку літератури, а їх результати стисло описані й проаналізовані нижче.

Дослідження будівельних матеріалів і виробів значною мірою орієнтувалися на визначення та імовірнісне подання технічних характеристик будівельної кераміки з метою прогнозування довговічності цегляних стін за критерієм втрати морозостійкості. В роботах [1, 2] за результатами випробувань понад 400 малих зразків у вигляді куба з ребром 2 см середня густина, водопоглинання, границя міцності сухих та насичених водою зразків представлені у формі нормально розподілених випадкових величин. Марка кераміки за морозостійкістю визначена за критерієм втрати міцності зразків, а її ресурс (кількість циклів заморожування-відтавання до 15% зниження міцності) представлений у вигляді випадкової величини з нормальним законом розподілу. У статті [3] за результатами випробувань отримана й представлена у вигляді випадкового поля з нормальним розподілом ординати залежність границі міцності кераміки при стиску від кількості циклів заморожування-відтавання та ступеню насичення пор водою. Залежність математичного сподівання цього поля від вказаних факторів описана експоненціальним виразом. Отримані статистичні характеристики випадкової величини ресурсу кераміки при різних ступенях насичення пор водою. Показано, що істотне зниження міцності при випробуваннях на морозостійкість спостерігається при ступенях насичення пор водою понад 90%.

Обґрунтування можливості дослідження малих зразків кераміки у вигляді кубів з ребром 2 см здійснене в роботах [4, 5]. Там же отримані рекомендації щодо вибору засобів вимірювання для визначення технічних характеристик і режимів проведення випробувань таких зразків на морозостійкість.

З урахуванням результатів досліджень [2, 3] та методики оцінювання сорбційної вологості поверхневого шару цегли за вологістю атмосферного повітря [6] у статті [7] виконане прогнозування довговічності поверхневого шару цегляних стін за критерієм втрати морозостійкості в різних кліматичних умовах України. Моделювання процесу втрати міцності кераміки в результаті дії циклів заморожування-відтавання здійснене методом

Монте-Карло з урахуванням результатів досліджень [3, 6, 7] та характеристик процесів зміни температури й вологості атмосферного повітря, визначених за метеорологічними даними. Гарантований строк служби цегли марки F 25 при забезпеченості 0,99 в кліматичних умовах більшості території України коливається в межах від 25 до 150 років, а при вищих марках за морозостійкістю він зростає приблизно пропорційно марці. У роботі [8] отримана залежність необхідної марки за морозостійкістю лицьової цегли від географічного району України та встановленого строку експлуатації будівлі. Показано, що в умовах м'якого клімату півдня України можна використовувати керамічну цеглу з марками за морозостійкістю F 10...F 25, тобто меншою від вимог чинних норм проектування.

Роботи [9...12] зорієнтовані на упровадження в будівництво монолітного пінобетону як ефективного конструкційно-теплоізоляційного матеріалу для стін. У статтях [9, 10] відображено практичний досвід використання неавтоклавного пінобетону при зведенні будівельних об'єктів. Робота [11] містить методику вибору оптимальної марки ніздрюватого бетону за середньою густиною з умови рівності товщини стін за критеріями теплоізоляції та несучої здатності. У статті [12] надані конкретні рекомендації щодо раціонального вибору марки ніздрюватого бетону за середньою густиною залежно від температурної зони України та навантаження на простінок. Показано, що з ніздрюватого бетону марки D 500 можна зводити стіни житлових будинків висотою до п'яти поверхів.

Статті [13, 14] містять питання ремонту й технічної експлуатації асфальтобетонного дорожнього одягу. В [13] описано досвід використання струменево-ін'єкційної технології ямкового ремонту із застосуванням холодних бітумних емульсій, а робота [14] містить обґрунтування методики прогнозування температурного режиму експлуатації дорожнього одягу за метеорологічними даними про температуру повітря та поверхні ґрунту. Розроблена методика дозволяє визначити кількості небезпечно холодних днів, протягом яких може відбуватися крихке руйнування асфальтобетонного дорожнього одягу, та небезпечно спекотних днів, коли спостерігається пластичне деформування поверхні дороги унаслідок розм'якшення дорожнього бітуму.

Будівельні вироби на основі скла досліджувалися в роботах [15...17]. У статті [15] розроблена методика розрахунків міцності та жорсткості сонячних панелей, призначених для встановлення на похилих дахах будівель. Робота [16] виконана на основі методики [15] та раніше отриманих авторами результатів дослідження й адміністративно-територіального районування України за значеннями снігового та вітрового навантаження. Результатом дослідження [16] є можливість вибору допустимого значення прольоту (меншого розміру) сонячної панелі для кожної з областей України з урахуванням кута нахилу покрівлі. В роботі [17] запропонована комп'ютерна модель стелю для дослідження конструкцій з листового скла під дією рівномірно розподіленого навантаження. Виконане моделювання підтвердило можливість адекватного урахування умов обпирання скляного елемента, які задаються параметрами гумової прокладки. Результати дослідження [17] забезпечують можливість виконання розрахунків таких елементів будівель як склопакети, вітрини та вітражі.

Дослідження металевих конструкцій в основному зводилися до аналізу вагових характеристик з метою оптимізації конструктивних форм. В роботі [18] на основі використання відомих критеріїв ефективності перерізів розв'язана задача компоновання оптимальних перерізів зварних сталевих балок з урахуванням модульної висоти, конструктивних і технологічних обмежень та стандартних розмірів листового прокату. Розроблено скорочений сортамент із 48 найбільш ефективних профілів, який забезпечує можливість проектування балок для широкого діапазону прольотів та навантажень і може бути використаний у якості бібліотеки перерізів для автоматизованого проектування балок.

У статті [19] встановлені області можливого та раціонального використання сталевих балок трьох типів: прокатних типу "Б", зварних та перфорованих. В координатах проліт-навантаження розмежовані зони, в яких підбір перерізу здійснюється за критерієм міцності чи за критерієм жорсткості, а також є неможливим у межах чинного сортаменту. За результатами експериментального проектування отримані формули для попереднього визначення погонної маси балок та відносної маси (відсоток власної ваги балки від

граничного розрахункового значення діючого навантаження) залежно від прольоту та величини погонного навантаження.

Робота [20] присвячена визначенню меж можливого використання та вагових характеристик центрально стиснутих колон з перерізами шести типів: прокатні двотаври, зварні двотаври, квадратні труби, два швелери на планках, чотири кутники на планках, чотири кутники на решітках. Для колон кожного типу отримані аналітичні залежності погонної маси стержня колони від її висоти та діючого навантаження, які дозволяють орієнтовно прогнозувати витрати сталі на ці колони. Встановлено, що залежно від комбінації навантаження та висоти колони найменшу металоємність можуть забезпечувати колони із зварних двотаврів, квадратних труб або чотирьох кутників на решітках. Окрім того, надані рекомендації щодо вибору оптимального габариту складених перерізів залежно від комбінації навантаження та висоти колони.

Статті [21, 22] присвячені аналізу сталевих каркасів виробничих будівель. В [21] шляхом експериментального проектування виявлено ефект від урахування коефіцієнта напрямку вітру, який дозволяє знизити вітрове навантаження на каркас залежно від орієнтації поперечних рам за сторонами світу. Урахування цих коефіцієнтів, які раніше були встановлені в дослідженнях автора, дозволяє знизити металоємність сталевих колон одноповерхових будівель в середньому по території України на 4,2%. В окремих випадках залежно від висоти, географічного розташування будівлі та орієнтації поперечних рам маса колон може зменшуватися до 17,5%. На території більшості областей України максимальну економію сталі можна отримати при орієнтаціях поперечних рам будівлі у напрямках північ – південь та північний схід – південний захід.

В роботі [22] виконано статистичний аналіз відхилень колій мостових кранів від проектного положення по висоті та в плані. Дані про фактичне положення кранових колій отримані за результатами геодезичних спостережень, які виконувалися протягом чотирьох років у декількох цехах машинобудівного заводу. Відхилення відстані між коліями описані нормальним розподілом, а перепади висот головок кранових рейок – одностороннім нормальним розподілом. Результати статистичного аналізу показали, що найчастіше реалізуються позанормативні перепади висоти головки рейок на суміжних колонах одного ряду, а також позанормативні відхилення відстані між коліями. Ці відхилення зазвичай зростають під час експлуатації та можуть істотно зменшуватися у результаті рихтування кранових колій. Виявлені позанормативні відхилення кранових колій від проектного положення погіршують роботу мостових кранів та призводять до істотного зростання бічних сил, що діють на каркас будівлі.

Надійність металевих конструкцій аналізувалася імовірнісними методами з урахуванням відомих статистичних характеристик міцності сталей та імовірнісних моделей навантажень, розроблених у раніше виконаних роботах авторів. У статті [23] наведена методика оцінювання імовірностей відмови стержнів сталевих кроквяних ферм, яка базується на поданні межі текучості сталі та постійного навантаження у вигляді випадкових величин з нормальними розподілами, а річних максимумів снігового навантаження – у формі випадкової величини з розподілом Гумбеля. Опис резерву несучої здатності змішаним розподілом Гумбеля-Гауса дозволив визначити імовірності відмови стержнів ферм та відобразити рівень їх надійності в белах. На прикладах розрахунку кроквяних ферм під різні навантаження виявлені залежності рівня надійності стержнів від характеристик навантажень і конструктивних параметрів ферм.

Роботи [24...26] присвячені аналізу надійності магістральних нафтопроводів з урахуванням корозійних пошкоджень, отриманих у процесі експлуатації. У статтях [24, 25] розроблена методика статистичного аналізу та імовірнісна модель для опису корозійних пошкоджень за результатами автоматизованої внутрішньотрубної діагностики. Максимальна глибина корозії на секціях трубопроводу описана розподілом Гумбеля.

Результати досліджень [24, 25] узагальнені та розвинуті в монографії [26], де також отримані оцінки надійності трубопроводу при дії внутрішнього тиску та корозійних пошкоджень. Отримані в [24, 25] статистичні характеристики глибини корозійних пошкоджень дозволили оцінити імовірності відмови восьми ділянок нафтопроводу,

встановити необхідність ремонту шляхом локальних підсилень пошкоджених зон чи заміни окремих секцій трубопроводу та розробити рекомендації щодо оптимальної стратегії виконання ремонтних робіт.

Дослідження залізобетонних конструкцій мали на меті визначення різних аспектів поведінки залізобетонних конструкцій під дією зовнішніх навантажень та визначенню їх несучої здатності, а також впливу різноманітних факторів на ефективність використання матеріалів при виготовленні залізобетонних елементів.

У статті [27] на прикладі бетонних шпонок розроблена методика імовірнісного аналізу якості методів розрахунку елементів несучих конструкцій. Запропонована методика статистичного аналізу відхилень результатів розрахунку від експериментальних даних дозволяє оцінити наявність систематичних похибок та забезпеченість розрахункового методу, рівну імовірності того, що він занижує несучу здатність порівняно з дослідними даними. Розроблена методика забезпечує можливість встановлення коригуючих коефіцієнтів з метою забезпечення збіжності розрахункового методу з фактичними експериментальними даними та може використовуватися для аналізу якості та надійності розрахунків інших елементів несучих будівельних конструкцій.

Статті [28, 29] присвячені аналізу роботи сталезалізобетонних конструкцій. В роботі [28] розглядався розрахунок деформативності коротких сталезалізобетонних конструкцій на легкому бетоні. Результат порівняння деформацій в чисельному та фізичному експерименті показав, що деформації середніх частин елементів наскрізних конструкцій (в місцях розташування тензорезисторів) можна вважати пружними на практично всіх стадіях навантаження. В науковій публікації [29] аналізувалося підвищення технологічності влаштування монолітного залізобетонного перекриття та зменшення термінів будівництва. Монолітну залізобетонну плиту влаштовують по незнімній опалубці із профільованого настилу. При забезпеченні спільної роботи, монолітної залізобетонної плити із сталевим профільованим настилем незнімної опалубки, за допомогою рифленої поверхні профнастилу, такі перекриття за витратами матеріалів близькі до залізобетонних, так як профільований лист використовується не тільки як опалубка, а й зовнішнє армування плити. За результатом дослідження отримано висновок, що при рівномірному кроці опор 1900–1900–1900 мм прогини профлиста в крайніх прольотах більші за прогини в середньому прольоті приблизно у 3,5 рази, а нормальні напруження в крайніх точках вказаних перерізів – в 3 рази. При цьому напруження в крайніх точках перерізу середнього прольоту менші за опорні майже в 4 рази. Отримані експериментальним шляхом значення оптимізованих довжин прольотів практично співпадають із теоретичними.

Стаття [30] присвячена дослідженню впливу розмірів руйнування бетонного тіла колон на несучу здатність будівельних конструкцій. Досліджено спільну просторову роботу сталеві арматури із залізобетонними конструкціями. Наведено результати чисельного моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних колон середнього ряду промислової будівлі.

Метою роботи [31] є виявлення впливу ухилу покрівлі на витрати матеріалів для виготовлення залізобетонних ребристих панелей покриття швидкокомтованих будівель стінової конструктивної схеми. У якості панелі покриття прийняти трикутну залізобетонну арку із самонапруженою сталевію зтяжкою. Така покрівельна панель складається з двох залізобетонних ребристих комплексних напівпанелей, об'єднаних у трикутну арку за допомогою сталевих зтяжок. У статті описаний вплив габаритних розмірів, а саме відношення висоти підйому до прольоту трикутної залізобетонної арки покриття, на зміну внутрішніх зусиль в її перерізах та витрат матеріалів на її виготовлення.

Дослідження фундаментів та підземних споруд. У роботі [32] проаналізовані три методи розрахунку плитних фундаментів під силоси зернохосвищ: модель Вінклера, модель об'ємних скінченних елементів та метод шарового підсумовування. Розрахунки виконані з урахуванням результатів інженерно-геологічних вишукувань на території розміщення об'єкта. Порівняння результатів між собою та з результатами натурних геодезичних спостережень за просіданням фундаментної плити показало, що метод

пошарового підсумовування істотно завищує значення просідань. Це дозволило рекомендувати використання моделі Вінклера, як більш простого та достатньо точного методу розрахунку плитних фундаментів.

Список літератури

1. Пашинський В.А. Експериментально-статистичні дослідження технічних характеристик будівельних матеріалів / Пашинський В.А., Сідей В.М. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2012. – Випуск 24. – С. 24-30.
2. Пашинський В.А. Експериментально-статистичні дослідження характеристик морозостійкості керамічної цегли / Пашинський В.А., Сідей В.М. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса: ОДАБА, 2013 – Випуск № 49, частина 2. – С. 198-204.
3. Пашинський В.А. Вплив вологості на характеристики морозостійкості будівельної кераміки / Пашинський В.А., Сідей В.М. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2013. – Випуск 26. – С. 331-337.
4. Пашинський В.А., Сідей В.М. Вибір засобів вимірювань для дослідження технічних характеристик будівельних матеріалів // Бетон і железобетон в Україні. – 2013. – № 3 (73). – с. 15-17.
5. В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, В.В. Дарієнко. Метрологічне забезпечення контролю технічних характеристик будівельних матеріалів і виробів // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 5(36), ч.1. Кропивницький: ЦНТУ. 2022. – С. 176-182. Режим доступу: [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5\(36\)_I/21.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5(36)_I/21.pdf) DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5\(36\).1.176-182](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5(36).1.176-182)
6. Сідей В.М., Пашинський В.А. Прогнозування температурно-вологісного режиму цегли за метеорологічними даними / В.М. Сідей, В.А. Пашинський // Наукові нотатки. Міжвузівський збірник (за галузями знань "Машинобудування та металообробка", "Інженерна механіка", "Металургія та матеріалознавство". Випуск 46 (травень-червень). – Луцьк: ЛНТУ, 2014. – С. 491-496.
7. Пашинський В.А. Довговічність цегляних стін в кліматичних умовах України / Пашинський В.А., Сідей В.М. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць. Випуск 29. – Рівне, 2014. – С. 468-474.
8. Пашинський В.А. Вибір марки цегли за морозостійкістю для заданого географічного району та терміну експлуатації будівлі / В.А.Пашинський, В.А.Настоящий, В.М.Сідей. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса: ОДАБА, 2016. – Випуск № 61. – С. 297-302.
9. Пашинський В.А. Практичний досвід використання збірного і монолітного неавтоклавного пінобетону при зведенні енергоефективних будівель ТОВ "Будспектр" / В.А. Пашинський, В.А. Настоящий, В.В. Дарієнко, Є.О. Товмаченко. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: Атлант, 2016. – Випуск № 65. – С. 132–136.
10. Використання монолітного пінобетону для зведення енергоефективних будівель / Пашинський В.А., Настоящий В.А., Дарієнко В.В., Портнов Г.Д., Товмаченко Є.О. // Будівельне виробництво. Київ: НДІБВ, 2020. №69. - С. 54-57 <https://doi.org/10.36750/252412555.69.54157>
11. Пашинський В. А., Карпушин С. О. Методика вибору оптимальної марки ніздрюватого бетону для стін / В. А. Пашинський, С. О. Карпушин // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2017. – Вип. № 66. – с. 93 – 98. фаховий збірник
12. Пашинський В.А., Карпушин С.О. Оптимальні марки ніздрюватого бетону для стін цивільних будівель / В.А. Пашинський, С.О. Карпушин // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2017. – Вип. № 68. – С. 91-95. фаховий збірник
13. Поліщук С.Ю., Настоящий В.А., Пашинський В.А., Яцун В.В. Практичний досвід використання сучасних технологій ремонту дорожнього покриття службою автомобільних доріг в Кіровоградській області // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Випуск № 50. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 306–310.
14. Pashynskiy V.A., Tykhyi A.A. Methodology of forecasting temperature conditions for using road surface / V.A. Pashynskiy, A.A. Tykhyi // Engineering sciences: development prospects in countries of Europe at the beginning of the third millenium: Collective monograph. Volume 1. Stalowa Wola, Poland, 2018. P. 324-348.
15. В.А. Настоящий, В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, С.М. Якименко. Методика розрахунку несучої здатності сонячних панелей як елемента забезпечення енергоефективності будівель. // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 5(36), ч.1. Кропивницький: ЦНТУ. 2022. – С. 161-168. Режим доступу: [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5\(36\)_I/19.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5(36)_I/19.pdf) DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5\(36\).1.161-168](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5(36).1.161-168).
16. М.В. Пашинський, В.А. Настоящий, В.А. Пашинський. Несуча здатність сонячних панелей, встановлених на похилих дахах будівель на території України // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 5(36), ч.2. Кропивницький: ЦНТУ. 2022. – С. 176-182. Режим доступу: [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5\(36\)_II/21.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5(36)_II/21.pdf) DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5\(36\).2.146-153](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5(36).2.146-153)
17. Г.Д. Портнов, В.В. Дарієнко, наук, В.В. Пукалов. Модель стенда для дослідження конструкцій з листового скла // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 6(37), ч.2. Кропивницький: ЦНТУ. 2022. – С. 120-126. Режим доступу: [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/6\(37\)_II/15.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/6(37)_II/15.pdf) DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.6\(37\).2.120-126](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.6(37).2.120-126)

18. Портнов Г.Д. Вибір раціональних перерізів складених двотаврових балок з урахуванням конструктивних і технологічних обмежень / Г.Д.Портнов, В.А.Пашинський, В.А.Настоящий, І.О.Скриннік // Науковий вісник будівництва. – 2020. – т. 101, № 3. – С. 107 – 115.
19. Пашинський В.А., Скриннік І.О., Харченко І.В., Хачатурян С.Л. Вагові характеристики та області раціонального використання сталевих балок у будівлях та конструкціях вантажопідіймних машин // Центральноросійський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 1(32). Кропивницький: ЦНТУ. 2019. – С 228-235.
20. Пашинський В.А. Вагові характеристики та галузі раціонального використання сталевих центрально стиснутих колон / В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, І.О. Скриннік, В.В. Дарієнко // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : Збірник наукових праць. Випуск 12. – Луцьк: ЛНТУ, 2019. – С. 146_154. doi:10.36910/6775-2410-6208-2019-2(12)-18
21. Pashynskiy V.A. Influence of spatial orientation of frame buildings on metal capacity of steel columns // Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 2021, no. 82, page 56-63. DOI:10.31650/2415-377X-2021-82-56-63
22. Пашинський В.А. Статистичний аналіз результатів геодезичних зйомок колій мостових кранів у виробничих будівлях / В.А. Пашинський, А.А. Тихий, М.В. Пашинський, С.Ф.Пічугін // Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 2020, no. 81, page 87-96.
23. Пашинський В. А. Інженерна методика оцінювання показників надійності стержнів металевих кроквяних ферм / В. А. Пашинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2017. – Вип. № 66. – с. 48 – 53.
24. Пашинський В.А. Методика статистичного аналізу результатів внутрішньотрубної діагностики магістральних нафтопроводів / Пашинський В.А., Бескровна Ж.Ю. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2013. – Випуск 25. – С. 570_575.
25. Пашинський В.А., Бескровна Ж.Ю. Імовірнісна модель розподілу максимальних значень для опису глибини корозійних пошкоджень сталевих труб магістральних нафтопроводів // Сучасне промислове та цивільне будівництво.– 2013 – том 9, номер 2.– с. 71-78.
26. Пічугін С.Ф., Пашинський В.А., Зима О.С., Винников П.Ю., Біла Ж.Ю. Надійність лінійних частин магістральних трубопроводів. Монографія. – Полтава : ПП "АСТРАЯ", 2018. – 439 с.
27. Пашинський В.А., Довженко О.О., Рудченко В.І. Методика статистичного аналізу точності та ефективності розрахунків шпонкових з'єднань // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2015. – Випуск 30. – С. 210-217.
28. Deformability of Short Steel Reinforced Concrete Structures on Light Concrete / O. Semko, V. Darienko, V. Sirobaba // International Journal of Engineering & Technology: Publisher of International Academic Journals. – Vol 7, No 3.2 (2018). – Science Publishing Corporation, RAK Free Trade Zone, 2018. – Pages: 370-375. (Scopus) DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14555.
29. О.В. Семко, А.В. Гасенко, О.Г. Фенко, В.В. Дарієнко. Раціональне використання несучої здатності сталевих профільованих листів незмінної опалубки сталезалізобетонних перекриттів // Центральноросійський науковий вісник. Технічні науки. 2022. Вип. 5(36)_II. с. 153-161. Категорія Б. [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5\(36\)_II/5\(36\)_II_2022.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5(36)_II/5(36)_II_2022.pdf)
30. Results of Numerical Modeling the Stress-Strain State of Damaged Reinforced Concrete Columns in the Middle Row of the Industrial Building"/ V. Darienko, D. Artemenko, O. Lizunkov, O. Plotnikov// Materials Science Forum, Vol. 968, pp. 342-347, 2019, (Scopus) DOI: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.968.342>
31. Architectural and constructive decisions of a triangular reinforced concrete arch with a self-stressed steel brace O.V. Semko, A.V. Hasenko, O.G. Fenko, J Godwin Emmanuel, V.V. Darienko / Центральноросійський науковий вісник. Технічні науки. 2020. Вип. 3(34). с. 209-217. (Фаховий, категорія Б) <http://dSPACE.kntu.kr.ua/jspui/handle/123456789/10455>
32. В.А. Пашинський, А.А. Тихий, М.В. Пашинський, С.О. Карпушин, В.В. Яцун. Порівняння методів розрахунку плитних фундаментів з урахуванням результатів інженерно-геологічних вишукувань та геодезичних спостережень за процесом просідання // Центральноросійський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 5(36), ч.1. Кропивницький: ЦНТУ. 2022. – С. 168-175. – Режим доступу: [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5\(36\)_I/20.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5(36)_I/20.pdf); DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5\(36\).1.168-175](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5(36).1.168-175).

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕННЯ Й НОРМУВАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

Микола Пашинський, канд. техн. наук
Станіслав Джирма, доцент, канд. техн. наук
Сергій Карпушин, доцент, канд. техн. наук
Віктор Пашинський, проф., д-р техн. наук
Олег Плотніков, інженер
Володимир Семко, проф., д-р техн. наук
Іван Скриннік, доцент, канд. техн. наук
Андрій Тихий, доцент, канд. техн. наук
Геннадій Філімоніхін, проф., д-р техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Навантаження і впливи є найбільш мінливим елементом розрахункової моделі при проєктуванні несучих будівельних конструкцій. Точність встановлення розрахункових значень істотно впливає на економічність та надійність конструкцій. Це обумовлює актуальність досліджень у галузі імовірнісного подання та нормування розрахункових значень кліматичних навантажень і впливів, які виконувалися і виконуються науковцями кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва. Протягом останнього десятиліття за результатами виконаних досліджень опубліковано близько 50 наукових праць, у тому числі чотири статті в зарубіжних виданнях, які індексуються наукометричними базами Scopus та Web of Science, 24 статті у фахових виданнях України та дві монографії. Нижче виконано огляд результатів основних робіт, вказаних у списку літератури, та намічені перспективні напрямки подальших досліджень у галузі вивчення й нормування навантажень і впливів на будівлі, споруди та будівельні конструкції.

Загальні принципи нормування кліматичних навантажень і впливів, методи їх імовірнісного подання та обчислення розрахункових і характеристичних значень, розроблені в попередні роки, стисло висвітлені в статтях [1, 2]. У цих та інших роботах автора обґрунтовані та проаналізовані імовірнісні моделі кліматичних навантажень у формі квазістаціонарних та імпульсних випадкових процесів, а також послідовностей річних чи місячних (для вітрового тиску) максимумів навантажень.

В роботах [3, 4] розвинуті методи імовірнісного опису вибірок максимальних значень кліматичних навантажень та визначення їх розрахункових значень для заданого періоду повторюваності. На базі результатів тривалих метеорологічних спостережень за вагою снігового покриву, швидкістю і тиском вітру на вибірковій мережі метеостанцій України виконано порівняльний аналіз чотирьох видів законів розподілу максимальних значень, наведені алгоритми та робочі формули для визначення розрахункових значень навантажень. Показано, що при коефіцієнтах варіації, менших за 0,85...1,0, для імовірнісного опису вибірок річних максимумів ваги снігового покриву та швидкості вітру слід використовувати закон розподілу Гумбеля, а при більших значеннях коефіцієнтів варіації кращі результати дає закон розподілу Вейбула.

В роботі [5] проаналізовані випадкові похибки визначення характеристичних і граничних розрахункових значень кліматичних навантажень за вибірками річних максимумів скінченного обсягу. Отримані номограми та прості робочі формули для визначення імовірних похибок характеристичних і граничних розрахункових значень залежно від періоду повторюваності розрахункового значення, а також обсягу та коефіцієнта варіації вибірки максимумів, за якою воно обчислене.

Розрахункове чи характеристичне значення навантаження, визначене за даними окремої метеостанції, відображає результати спостережень на цій метеостанції, але не досить точно характеризує навантаження на довколишній місцевості, де може бути розташований

будівельний об'єкт. З метою підвищення точності та достовірності визначення навантажень доцільно урахувати дані декількох найближчих метеостанцій, як це запропоновано в [6...8]. У роботі [6] розглянуті способи об'єднання вибірок максимумів, статистичних характеристик цих вибірок або вже готових характеристичних значень кліматичних навантажень, отриманих за даними найближчих до будівельного об'єкта декількох пунктів спостереження. Можливість об'єднання даних такої локальної мережі метеостанцій рекомендовано перевіряти дисперсійним аналізом, процедури проведення якого розроблені в [6].

У статті [7] обґрунтована методика визначення розрахункових параметрів кліматичних навантажень і впливів в заданій проєктній точці (місці розташування будівельного об'єкта) методом лінійної апроксимації. Суть цього методу полягає у тому, що зміни розрахункового параметра в околі проєктної точки описуються рівнянням площини, параметри якого визначаються методом найменших квадратів за даними локальної мережі метеостанцій, розміщених у радіусі 100...200 км від проєктної точки. Обчислений за цим рівнянням розрахунковий параметр навантаження базується на даних декількох сусідніх пунктів спостереження, що робить його значення більш достовірним.

В роботі [8] виконано порівняльний аналіз методів визначення розрахункових параметрів кліматичних навантажень і впливів за даними локальної мережі пунктів спостереження: оцінка за даними найближчої метеостанції, об'єднання даних найближчих метеостанцій за результатами дисперсійного аналізу, інтерполювання по площині за даними трьох метеостанцій, згладжування випадкового поля розрахункового параметра з ваговим множником, який враховує віддаленість пункту спостереження від проєктної точки. Для аналізу використані результати метеорологічних спостережень на 172 рівнинних метеостанціях України за швидкістю вітру, а також вагою снігового покриву та ожеледі. Показано, що найбільш достовірні результати дає метод згладжування, який і рекомендовано використовувати для визначення характеристичних значень чи інших розрахункових параметрів кліматичних навантажень і впливів в зоні розташування будівельного об'єкта за даними локальної мережі пунктів спостереження.

Вивчення просторової мінливості та розроблення методів територіального районування характеристичних значень кліматичних навантажень і впливів здійснювалося а роботах [9...15]. Проведений у [9] аналіз показав, що в чинних ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи" територіальне районування України за характеристичними значеннями вітрового тиску, товщини стінки ожеледі та вітрового тиску під час ожеледі виконане в запас надійності для 83...91% території, а карта районування ваги снігового покриву занижує характеристичні значення для 30% метеостанцій, а тому вимагає перегляду. В роботі [10] обґрунтована методика й технологія, яка забезпечує побудову більш деталізованих карт територіального районування характеристичних значень кліматичних навантажень із заданим рівнем забезпеченості.

У статті [11] запропоновані принципи та розроблена методика адміністративно-територіального районування розрахункових параметрів кліматичних навантажень, сутність якої полягає у встановленні єдиного характеристичного значення навантаження для усієї території кожної з адміністративних областей України. Показано, що імовірні похибки районування (надмірні запаси або заниження характеристичних значень) близькі до аналогічних характеристик карт територіального районування ДБН В.1.2-2:2006. Переваги адміністративно-територіального районування полягають у компактності подання районних характеристичних значень (в норми потрібно включити одну таблицю замість чотирьох карт), а також у простоті й безпомилковості визначення навантажень за належністю будівельного майданчика до тієї чи іншої області України.

В роботі [12] виконане картографічне та адміністративно-територіальне районування України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву, максимального тиску вітру, товщини стінки ожеледі та вітрового тиску під час ожеледі. Для цього використані дані 172 рівнинних метеостанцій України. Навантаження в гірських місцевостях слід визначати з урахуванням коефіцієнтів географічної висоти, наведених у ДБН В.1.2-2:2006. Розроблені карти районування є більш деталізованими та точними, ніж карти чинних

ДБН В.1.2-2:2006, за рахунок збільшення кількості територіальних районів. Порівняльний аналіз показав, що точність визначення характеристичних значень за таблицею адміністративно-територіального районування дещо нижча, ніж точність розроблених в [12] карт, але вища порівняно з картами районування чинних ДБН В.1.2-2:2006. Результати виконаного картографічного та адміністративно-територіального районування України за характеристичними значеннями чотирьох розглянутих у [12] кліматичних навантажень були представлені на Міжнародній виставці "Research in Building Engineering EXCO'21" та опубліковані в каталогі виставки [13].

В роботі [14] методика адміністративно-територіального районування поширена на відображення територіальних змін розрахункових параметрів температури атмосферного повітря. За даними 370 пунктів спостереження, розміщених в рівнинній місцевості на висотах до 500 м над рівнем моря, визначені: середньорічна температура повітря, середня температура січня та липня, розрахункова температура найхолоднішої та найтеплішої доби. Обласні характеристики, окрім середньорічної температури повітря, для кожного з 26 регіонів України (окремо виділений Південний берег Криму з набагато теплішим субтропічним кліматом) встановлені в запас надійності при забезпеченості 0,95. Аналіз показав, що отримані обласні значення можуть відхилятися від фактичних даних для окремих пунктів спостереження до 5% в запас надійності та до 3% у бік заниження.

Огляд і порівняння відомих способів територіального районування характеристичних значень кліматичних навантажень і впливів виконано в статті [15]. Окрім того, у цій роботі запропонована ідея оперативного отримання комплексу розрахункових параметрів кліматичних навантажень і впливів шляхом звернення до спеціального сайту, який повинен знаходитися під управлінням центральних органів виконавчої влади України. Викладені загальні принципи розроблення, систематичної підтримки та використання такого сайту, основна перевага якого полягає в постійному уточненні розрахункових значень навантажень за рахунок систематичного оновлення метеорологічних даних та удосконалення методів їх обробки. Результатам, отриманим з такого сайту, можна надати статус офіційної довідки та використовувати їх при проєктуванні будівельних об'єктів.

Дослідження впливів температури атмосферного повітря виконувалися з метою використання при проєктуванні теплового захисту будівель, урахування силових впливів на несучі конструкції, а також отримання статистичних характеристик випадкового процесу температури для виконання імовірнісних розрахунків надійності. Результати раніше виконаних досліджень температури атмосферного повітря узагальнені та опубліковані в монографії [16], де висвітлені такі питання:

- створена база метеорологічних даних з результатів багаторічних спостережень за температурою повітря на 485 метеорологічних станціях і постах;
- обґрунтована можливість імовірнісного подання змін температури атмосферного повітря у формі квазістаціонарного випадкового процесу з річним періодом нестационарності статистичних характеристик і розподілу ординати;
- доведена можливість опису розподілів температури повітря в різні місяці року змішаним розподілом Гумбеля-Гауса та нормальним розподілом – для наближених розрахунків;
- за даними усіх наявних пунктів спостереження отримані статистичні характеристики квазістаціонарного випадкового процесу температури повітря та виконано аналіз їх територіальної мінливості;
- за розробленою методикою визначені розрахункові значення мінімальних зимових температур повітря, необхідних для виконання теплотехнічних розрахунків огорожувальних конструкцій, та виконане їх районування по території України.

В роботі [17] статистичні характеристики температури атмосферного повітря з [16] представлені у формі, зручній для виконання розрахунків надійності несучих будівельних конструкцій та теплової надійності огорожувальних конструкцій будівель.

У статті [18] реалізовано метод площинної апроксимації [7] для опису змін кліматичних параметрів, наведених в ДСТУ-Н Б В.1.1–27:2010 "Будівельна кліматологія" на території Кіровоградської області. За даними локальної мережі метеостанцій Кіровоградської області та найближчих метеостанцій з інших областей України за методикою [7] отримані

вирази площин, які відображають зміни усіх 25 параметрів температури повітря, наведених у ДСТУ-Н Б В.1.1–27:2010. Ці рівняння можна використовувати для обчислення значень розрахункових параметрів температури повітря в довільній точці території області.

Робота [19] присвячена нормуванню параметрів температури атмосферного повітря як силового впливу на несучі конструкції каркасів будівель. Особливість та новизна цього дослідження полягає у спрощеному поданні розрахункових значень температурного впливу. На відміну від ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи", де встановлені температури літнього та зимового замикання каркасу, а також температури найхолоднішої та найтеплішої доби року, в роботі [19] запропоновано безпосередньо нормувати розрахункові значення перепаду температури при літньому та при зимовому замиканні каркасу будівлі. Такий підхід істотно спрощує норми навантажень та одночасно уточнює результати за рахунок розроблення досить детальної карти територіального районування України.

У статті [20] висвітлені особливості температурного режиму приморських територій України. За даними 74 метеостанцій, розташованих на відстані до 100 км від берега моря, виявлене помітне пом'якшення кліматичних показників у прибережній смузі території шириною до 10 км. Цей ефект можна пояснити теплоакмулюючим впливом значних мас морської води.

Параметри випадкового процесу температури повітря, необхідні для оцінювання довговічності будівельних матеріалів за критерієм втрати морозостійкості, визначені й проаналізовані в роботі [21]. За даними 20 метеостанцій, розміщених у різних районах України, отримані: імовірності перебування температури повітря нижче 0 °С та –18 °С, частоти переходів температури повітря нижче вказаних меж та середні тривалості одного випадку переходу температури нижче цих меж. Ці показники виявилися близькими для усієї території України, окрім приморських метеостанцій Криму з більш м'яким кліматом. Результати дослідження [21] можна використати в якості інформаційної бази для оцінювання довговічності будівельних матеріалів і виробів за критерієм втрати морозостійкості.

У статті [22] на прикладі метеостанцій Кіровоградської області проаналізовані довготривалі зміни параметрів температури й вологості повітря протягом останніх 65 років. Показано, що зростання середньорічних температур загалом узгоджуються з відомою тенденцією глобального потепління. Середньорічні значення вологості повітря є практично незмінними, але при цьому спостерігається систематичне зростання мінімальних та зменшення максимальних протягом року значень вологості. Аналіз виявлених трендів довготривалих змін та законів розподілу параметрів температури повітря дозволив розробити методику прогнозування характеристик температури на 10-річний період переглядання норм проектування або на строк експлуатації будівель.

Окремі задачі вивчення навантажень на будівлі та конструкції розглядалися також в роботах [23...28]. У статті [23] проаналізовані результати тривалих спостережень за вагою снігового покриву, виявлені циклічні зміни висоти й ваги снігового покриву з реалізацією серій малосніжних та багатосніжних зим. Обґрунтована можливість короткострокового (на 1...3 роки) прогнозування величини снігового навантаження. Приблизно у половині випадків, які відносяться до періоду малосніжних зим, короткостроковий прогноз дає менші значення, ніж при звичайному підрахунку снігового навантаження. У таких випадках можна продовжити безпечну експлуатацію кроквяних конструкцій з недостатньою несучою здатністю на 1...3 роки до їх заміни чи підсилення.

У статтях [24, 25] розв'язана задача уточнення снігового навантаження на тепловиділяючі покрівлі. За результатами статистичного моделювання процесу відкладення та підтавання снігу на покрівлях з низьким опором теплопередачі [24] в роботі [25] отримані понижуючі коефіцієнти режиму експлуатації, які враховують підтавання снігового покриву.

Дослідження температурного режиму ґрунтових масивів [26] виконане за даними вимірювань температури ґрунту на глибинах 0,2...3,2 м на 11 метеостанціях з різних районів України. Проаналізовані зміни статистичних характеристик, мінімальних і максимальних розрахункових значень температури ґрунту по глибині та протягом року та виявлені закономірності, загальні для усіх метеостанцій. Встановлено, що з ростом глибини

мінімальні та максимальні температури зближуються, а на глибинах 8...13 м температура ґрунту стає практично незмінною протягом усього року і для різних метеостанцій приймає значення +12...+18°C. Такі температури загалом відповідають температурі повітря в глибоких печерах. Результати роботи [26] можуть використовуватися для проектування теплової ізоляції та оцінювання рівня теплової надійності стін заглиблених приміщень.

Статті [27, 28] відображають методику та результати аналізу впливу сильних вітрів на можливість виконання монтажних робіт. За імовірнісною моделлю квазістаціонарного випадкового процесу швидкості вітру визначені середні та максимально можливі тривалості дії сильних вітрів зі швидкостями понад 10 м/с (не дозволяється монтаж конструкцій з великою парусністю) та понад 15 м/с (повністю забороняється робота монтажних кранів). Тривалості таких простоїв визначені для кожного з місяців року та кожної області України, що дозволяє врахувати їх при плануванні будівництва шляхом відповідного збільшення планових термінів виконання монтажних робіт.

Подальші дослідження кліматичних навантажень і впливів на будівлі, споруди та будівельні конструкції необхідно орієнтувати на виконання таких завдань:

- розширення баз метеорологічних даних з урахуванням результатів спостережень останніх років та відповідні уточнення розрахункових параметрів кліматичних навантажень;
- територіальне районування статистичних характеристик і параметрів імовірнісних моделей навантажень і впливів для інформаційного забезпечення розрахунків надійності;
- упровадження в ДБН "Навантаження і впливи" методу адміністративно-територіального районування характеристичних значень кліматичних навантажень і впливів;
- подальша гармонізація принципів нормування навантажень і впливів та методів урахування їх спільної дії з Єврокодами.

Список літератури

1. Пашинський В.А. Методологія нормування кліматичних навантажень і впливів на будівельні конструкції. // Надійність строительных конструкций. Работа научной школы проф. Пичугина С.Ф. : Сборник научных трудов. – Полтава: ООО "АСМИ", 2010. – с. 37–53.
2. Пашинський В.А. Методологія та результати дослідження й нормування кліматичних навантажень і впливів на будівельні конструкції // Проблеми розвитку дорожньо-транспортного і будівельного комплексів. Збірник тез і статей міжнародної науково-практичної конференції, 03–05 жовтня 2013 року.– Кіровоград, 2013. – С. 340-344.
3. Філімоніхін Г.Б., Пашинський М.В. До імовірнісного опису послідовностей максимальних значень кліматичних навантажень на будівельні конструкції // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса: Атлант, 2016. – Випуск № 64. – С. 110-115.
4. Pashynskiy, M., Pashynskiy, V., Klymenko, E.: Calculation of climate loads design values according to the probability model of annual maximum series, Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek-e-GFOS, 2021, 23, pp. 61-71, <https://doi.org/10.13167/2021.23.6>
5. Пашинський М. В. Точність оцінювання розрахункових значень кліматичних навантажень // Modern engineering and innovative technologies issue 2 vol. 2, November 2017 p. с 113-117. Режим доступу: <https://www.sworld.com.ua/index.php/g117-13/29739-g117-020>
6. Філімоніхін Г. Б., Пашинський М. В. Визначення кліматичних навантажень за метеоданими при перевірочних розрахунках несучих конструкцій // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, Випуск № 68, 2017. – с 59-63.
7. Пашинський В.А. Методика визначення кліматичних навантажень в заданій географічній точці / В.А. Пашинський, С.О. Карпушин, М.В. Пашинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2018. – Вип. № 71. – С. 68-72
8. Željko Kos. Analysis of Methods for Determining Climate Loads at a Specified Territory Point by Meteorological Data / Željko Kos, Viktor Pashynskiy, Yevhenii Klymenko, Mykola Pashynskiy // Tehnički glasnik (Technical Journal), Vol. 14, No. 2, June 2020. – p. 206-211. <https://doi.org/10.31803/tg-20191125075805>
9. Пашинський М. В. Запаси територіального районування кліматичних навантажень в ДБН В.1.2-2:2006 // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць. Випуск 8. Луцьк, 2017. – с. 202-209
10. Пашинський М. В. Методика побудови карт територіального районування за характеристичними значеннями кліматичних навантажень // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, Випуск №71, 2018. – С. 61-67.
11. Пашинський В.А. Методика адміністративно-територіального районування кліматичних навантажень на будівельні конструкції // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2016. – Випуск 32. – С. 387-393.

12. Пашинський В.А., Філімоніхін Г.Б., Пашинський М.В. Районування характеристичних значень кліматичних навантажень на території України. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. – К. : Вид-во "Сталь", 2018. – Вип. 19 – С. 88-100.
13. Pashynskiy V.A., Pashynskiy M.V., Grynyova I.I. Zoning of characteristic values of climatic loads by the territory of Ukraine. International Itinerant Exhibition “Research in Building Engineering EXCO’21”. Pp. 195-196.
14. Pashynskiy, V., Pashynskiy, M., Pushkar, N., Skrynnik, I.: Method of administrative-territorial zoning of the design parameters of air temperature, Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek-e-GFOS, 2019, 19, pp. 50-57. <https://doi.org/10.13167/2019.19.5>
15. Пашинський В.А. Способи територіального районування кліматичних навантажень / В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, В.В. Пашинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса: Атлант, 2016. – Випуск № 64. – С. 103-109.
16. Пашинський В.А., Пушкар Н.В., Карюк А.М. Температурні впливи на огорожувальні конструкції будівель. – Одеса : ОДАБА, 2012. – 180 с.
17. S.F. Pichugin, V.A. Pashynskiy, A.M. Kariuk. The dataware of building structures reliability calculations under temperature effects // 8th International Conference on environmental effects on buildings and people: Actions, Influences, Interactions, Discomfort. October 3-5, 2018, Cracow, Poland: Book of Keynote Lectures and Abstracts. – Polish Association for Wind Engineering. – Cracow-Lublin 2018. – Pp. 106-107.
18. Семко В.О., Пашинський В.А., Джирма С.О., Пашинський М.В. Температурний режим експлуатації будівель на території Кіровоградської області // Центральноросійський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 1(32). Кропивницький: ЦНТУ. 2019. – С 235-243.
19. Пашинський В.А. Спрощена методика нормування температурних впливів на несучі будівельні конструкції для території України / В. А. Пашинський, Н. В. Пушкар, В. В. Пашинський // Комунальне господарство міст. Сер. : Технічні науки та архітектури. - 2015. - Вип. 121. - С. 45-50.
20. Пашинський В.А. Особливості температурного режиму приморських територій України / В.А. Пашинський, А.М. Карюк. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса: ОДАБА, 2013 – Випуск № 49, частина 1. – С. 270-274.
21. Пашинський В.А. Температура атмосферного повітря як чинник довговічності будівельних матеріалів / В.А.Пашинський, А.М.Карюк. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2012 – Випуск № 47, частина 2. – С. 282-287.
22. Pashynskiy, M.; Pashynskiy, V.; Tykhyi, A.; and Karpushyn, S. (2023). Long-term forecasting of thermal and humidity actions on buildings. // *Advances in Civil and Architectural Engineering*. Vol. 14, Issue No. 26. Pp. 1-9. <https://doi.org/10.13167/2023.26.1>
23. Пашинський В.А. Можливості короткострокового прогнозування снігового навантаження / В.А. Пашинський, О.І. Юрченко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2017. – Вип. № 68. – С. 45-50.
24. Пашинський В.А., Молька І.В., Кутний Б.А. Статистичне моделювання снігового навантаження на покриття опалюваних будівель. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Випуск 22. - Рівне: Національний університет водного господарства та природокористування.- 2011.- с. 686-691.
25. Пашинський В.А., Молька І.В., Кутний Б.А. Нормування коефіцієнта підтавання снігу на покриттях опалюваних будівель. // Науковий вісник будівництва. Випуск 66. - Харків: ХДТУБА.- 2011.- с. 164-172.
26. Пашинський В.А. Температурний режим ґрунтових масивів як геологічний вплив на основи будівель / В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, С.О. Карпушин // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : Збірник наукових праць. Випуск 14. – Луцьк: ЛНТУ, 2020. – С. 126-136. DOI:10.36910/6775-2410-6208-2020-4(14)-13
27. Пашинський В.А. Прогнозування простоїв вантажопідіймальних кранів, спричинених сильними вітрами / В.А.Пашинський, А.А.Волювач, Д.М.Квятковська // Вестник Харьковського національного автомобільно-дорожного університета : Сборник научных трудов.– Харьков: ХНАДУ, 2012. – Випуск 57 – С. 300-303.
28. Пашинський В.А. Простої монтажних кранів унаслідок дії сильних вітрів на території України // Будівельне виробництво: Міжвідомчий науково-технічний збірник (технічні науки). – Київ: ДП НДІБВ, 2016. – № 61/1. – С. 89 – 93.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕНЬ ТЕПЛОВОЇ НАДІЙНОСТІ ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Віктор Пашинський, проф., д-р техн. наук

Станіслав Джирма, доцент, канд. техн. наук

Сергій Карпушин, доцент, канд. техн. наук

Микола Пашинський, канд. техн. наук

Олег Плотніков, інженер

Володимир Семко, проф., д-р техн. наук

Іван Скриннік, доцент, канд. техн. наук

Андрій Тихий, доцент, канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Петро Довченко, заслужений будівельник України

ПВІ «Агропроект»

Вагомим чинником підвищення енергоефективності будівель є забезпечення достатнього рівня теплової надійності огороджувальних конструкцій. Науковцями кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва протягом останнього десятиліття проводилися комплексні дослідження теплової надійності стін цивільних будівель, за результатами яких опубліковано понад 40 наукових праць, у тому числі одна монографія, 5 статей у зарубіжних виданнях, які індексуються наукометричними базами Scopus та Web of Science, а також 12 статей у фахових виданнях України. У даній роботі систематизовані й узагальнені матеріали цих публікацій, основні з яких наведені в списку літератури, та намічені перспективні напрямки подальших досліджень у галузі оцінювання й забезпечення теплової надійності огороджувальних конструкцій будівель.

Імовірнісна модель температури атмосферного повітря розроблена за даними 485 пунктів спостереження України. У монографії [1] зміни температури представлені у формі квазістаціонарного випадкового процесу з річним періодом нестационарності. Розподіл ординати в довільний момент часу описується змішаним законом Гумбеля-Гауса. Математичне сподівання температури задається гармонічною функцією або послідовністю з 12-ти середньомісячних значень, а значення стандарту й коефіцієнта асиметрії визначаються за метеоданими або наближено обчислюються за формулами, наведеними в [1, 2]. Для імовірнісних розрахунків теплової надійності можна використовувати модель у формі послідовності 12-ти нормально розподілених випадкових величин. Роботи [3...5] присвячені аналізу та опису територіальної мінливості статистичних характеристик і розрахункових значень температури повітря на території Кіровоградської області [3] та України [4, 5]. У статті [5] реалізоване адміністративно-територіальне районування, при якому для кожної з адміністративних областей України встановлюються єдині для усієї території області значення статистичних характеристик температури. Виконаний у статті [6] аналіз довгострокових змін середньорічних, мінімальних і максимальних значень температури й вологості атмосферного повітря підтвердив зростання середніх температур, яке загалом узгоджується з відомою тенденцією глобального потепління. За результатами аналізу виявлених трендів та законів розподілу в [6] запропонована методика прогнозування характеристик температури на період, рівний строку експлуатації будівель.

Експериментальні дослідження температурного режиму експлуатації стін виконані на прикладі трьох житлових будівель з автономними системами опалювання у м. Кропивницький. Протягом опалювального періоду тричі на добу вимірювалися температури зовнішнього та внутрішнього повітря зовнішньої та внутрішньої поверхні стіни. Методика і результати цього експерименту опубліковані в статтях [7, 8]. Температури зовнішнього повітря та зовнішньої поверхні стіни представляють собою нестационарні випадкові процеси, досить близькі між собою. Температури внутрішнього повітря і

внутрішньої поверхні стіни можна вважати стаціонарними випадковими процесами з нормальним законом розподілу ординати. Середні значення температури внутрішнього повітря в різних квартирах отримані рівними 23,1...24,6°C, а стандарти її розподілів дорівнюють 0,34...0,59°C. Середні температури внутрішньої поверхні стіни дорівнюють 22,3...23,8°C, а стандарти отримані рівними 0,36...0,94°C. Результати експерименту використані для верифікації теоретичних прогнозів зміни статистичних характеристик внутрішніх поверхонь стін цивільних будівель, а також у якості вихідних даних для імовірнісного оцінювання показників теплової надійності.

У роботі [9] викладені результати експериментально-статистичних досліджень середньої густини та опору теплопередачі плит з мінеральної вати та пінополістиролу. За результатами випробувань встановлено, що коефіцієнт варіації середньої густини пінополістиролу марок 15 і 25 близький до 3%, а плит з мінеральної вати марок 75 і 125 становить 12% і 6%. Коефіцієнти теплопровідності можна вважати нормально розподіленими випадковими величинами з середніми значеннями 0,032...0,047 Вт/(м×К) і коефіцієнтами варіації 9...14%. Отримані дані можна використати для імовірнісного подання опору теплопередачі при оцінюванні теплової надійності огорожувальних конструкцій.

Удосконалення теплового захисту будівель здійснювалося на основі дослідження процесів теплопередачі через огороження, моделювання та аналізу температурних полів у вузлах огорожувальних конструкцій. У роботі [10] з урахуванням вартості робіт з фасадного утеплення та вартості теплової енергії для опалювання будівель встановлено, що опір теплопередачі стін та покрівель доцільно істотно збільшити порівняно з вимогами чинних норм теплового захисту будівель. Опір теплопередачі, оптимальний за критерієм мінімуму приведених витрат на опалення, збільшується при зростанні вартості теплової енергії. Зокрема, опір теплопередачі зовнішніх стін доцільно збільшити до значень 4...6 м²×К/Вт, а суміщених покрівель до 7...9 м²×К/Вт.

У статтях [11, 12] показано, що на плоских ділянках стін і покрівель, опір теплопередачі яких відповідає нормативним вимогам, тепла відмова за критеріями комфортності (перевищення допустимої різниці температур між внутрішнім повітрям та внутрішньою поверхнею огороження) та утворення конденсату (падіння температури внутрішньої поверхні огороження нижче точки роси) практично неможлива. Тому в роботах [12...17] основна увага приділяється аналізу вузлів огорожувальних конструкцій, які є зонами підвищеної теплопередачі. Моделювання двомірних температурних полів у вузлах огорожувальних конструкцій здійснене в середовищі програми THERM, розробленої в Каліфорнійському технологічному інституті. В роботах [12, 14, 15] виявлені проблемні зони вузлів огорожувальних конструкцій, де може спостерігатися утворення конденсату, та надані рекомендації щодо додаткового локального утеплення цих вузлів.

Зокрема, в роботах [14...17] значна увага приділена зоні примикання віконних блоків до стін різних конструкцій (цегляні та керамзитобетонні, з фасадним утепленням та без нього). Показано, що шляхом зміщення вікна по товщині стіни всередину приміщення можна підвищити температуру поверхні внутрішнього віконного відкосу та надані рекомендації щодо величини такого зміщення.

Імовірнісне оцінювання рівня теплової надійності огорожувальних конструкцій виконувалося за трьома критеріями: надмірні втрати тепла, порушення комфортності внаслідок перевищення допустимої різниці температур між внутрішнім повітрям та внутрішньою поверхнею огороження, утворення конденсату внаслідок падіння температури внутрішньої поверхні огороження нижче точки роси. В роботі [18] отримані формули для визначення статистичних характеристик опору теплопередачі огорожувальної конструкції, а в [19] представлена розрахункова методика визначення статистичних характеристик випадкового процесу змін температури внутрішньої поверхні стіни з відомими тепловими характеристиками за статистичними характеристиками температури зовнішнього і внутрішнього повітря. Результати цих досліджень дозволили розробити методику імовірнісного оцінювання рівня теплової надійності огорожувальних конструкцій.

У статті [18] обґрунтована методика оцінювання імовірності теплової відмови за критерієм надмірних втрат тепла, тобто перевищення інтенсивності теплового потоку через огороження. В роботі [20] показано, що у якості показника теплової надійності за критеріями порушення комфортності та утворення конденсату доцільно використовувати тривалість дії теплової відмови (у хвиликах на рік) чи відносну тривалість дії теплової відмови (частка строку експлуатації, протягом якої спостерігається тепла відмова).

За методикою, розробленою в [21] в роботі [22] визначені тривалості дії теплових відмов за критерієм утворення конденсату у шести характерних вузлах цегляних стін, які є зонами підвищеної теплопередачі, в кліматичних умовах м. Кропивницький. У початковому стані (цегляна стіна товщиною 51 см) тривалість дії теплової відмови в критичних зонах різних вузлів приймає значення 85...56720 хвилин/рік. Зовнішнє фасадне утеплення зменшує тривалість дії теплової відмови до 0,3...13167 хвилин/рік, а в результаті додаткового локального утеплення тривалість дії теплової відмови у найбільш проблемному вузлі примикання залізобетонної балконної плити становить 470 хвилин/рік.

Таким чином, роботи [18...22] показали, що імовірнісне оцінювання тривалості дії теплової відмови з урахуванням кліматичних умов, конструкції огороження та нормативних вимог до мікроклімату в приміщеннях є досить зручним інструментом для регулювання рівня теплової надійності огорожувальних конструкцій.

Завдання подальших досліджень теплової надійності огорожувальних конструкцій полягають в наступному:

1. Експериментально-статистичні дослідження теплових характеристик будівельних матеріалів з метою імовірнісного подання середньої густини й коефіцієнта теплопровідності у формі випадкових величин.
2. Аналіз відомих конструктивних рішень вузлів огорожувальних конструкцій з метою розроблення рекомендацій щодо підвищення рівня їх теплової надійності.
3. Розроблення способів додаткового утеплення зон підвищеної теплопередачі з метою підвищення їх теплової надійності до прийняттого рівня.
4. Виявлення показників теплової надійності огорожувальних конструкцій та аналіз їх мінливості з метою корегування меж температурних зон для вирівнювання надійності однотипних конструкцій по території України

Список літератури

1. Пашинський В.А., Пушкар Н.В., Карюк А.М. Температурні впливи на огорожувальні конструкції будівель. – Одеса : ОДАБА, 2012. – 180 с.
2. S.F. Pichugin, V.A. Pashynskiy, A.M. Kariuk. The dataware of building structures reliability calculations under temperature effects // 8th International Conference on environmental effects on buildings and people: Actions, Influences, Interactions, Discomfort. October 3-5, 2018, Cracow, Poland: Book of Keynote Lectures and Abstracts. – Polish Association for Wind Engineering. – Cracow-Lublin 2018. – s. 106-107.
3. Семко В.О., Пашинський В.А., Джирма С.О., Пашинський М.В. Температурний режим експлуатації будівель на території Кіровоградської області // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 1(32). Кропивницький: ЦНТУ. 2019. – С 235-243.
4. Пашинський В.А. Розрахункові значення температури повітря для областей України / В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, І.І. Гриньова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2021. – Випуск 39. – С. 188–196.
5. Pashynskiy, V., Pashynskiy, M., Pushkar, N., Skrynnik, I.: Method of administrative-territorial zoning of the design parameters of air temperature, Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek-e-GFOS, 2019, 19, pp. 50-57, <https://doi.org/10.13167/2019.19.5>
6. Pashynskiy, M.; Pashynskiy, V.; Tykhyi, A.; and Karpushyn, S. (2023). Long-term forecasting of thermal and humidity actions on buildings. // Advances in Civil and Architectural Engineering. Vol. 14, Issue No. 26. pp. 1-9. – Режим доступу: <https://hrcak.srce.hr/ojs/index.php/aca/article/view/23612/13552> DOI: <https://doi.org/10.13167/2023.26.1>
7. Пашинський В.А. Методика експериментальних досліджень теплової надійності стінових конструкцій / Пашинський В.А., Плотніков О.А. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2012. – Випуск 24. – С. 371-376.
8. Пашинський В.А. Експериментальні дослідження теплового режиму стін житлових будинків / Пашинський В.А., Плотніков О.А. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2013. – Випуск 27. – С. 360_366.

9. Пашинський В.А., Карюк А.М., Плотніков О.А. Дослідження теплотехнічних характеристик теплоізоляційних матеріалів // Сборник научных трудов SWorld. Выпуск 4(37), том 18. – Иваново, 2014. – С. 60–63.
10. Пашинський В.А., Карпушин С.О., Карюк А.М. Доцільні значення опору теплопередачі огорожень цивільних будівель в умовах України // Нові технології в будівництві: Науково-технічний журнал. – 2017. – № 33. – С. 76 – 80.
11. Настоящий В.А. Досвід розрахунково-експериментального оцінювання енергетичних показників будівлі школи / В.А. Настоящий, В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, С.О. Джирма // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2020. – Випуск 38. – С. 331-338.
12. Пашинський В.А. Підвищення енергоефективності існуючих житлових будівель шляхом додаткового фасадного утеплення / Пашинський В.А., Настоящий В.А., Плотніков О.А. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць. Випуск 29. – Рівне, 2014. – С. 461-467.
13. Джирма С.О. Методика аналізу процесу теплопередачі у вузлах огорожувальних конструкцій будівель / С.О. Джирма, В.А. Пашинський, В.А. Настоящий, М.В. Пашинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2020. – Вип. № 78. – С. 71-78.
14. Pashynskiy Victor, Dzhyrma Stanislav, Pashynskiy Mykola, Nastoiashchyi Vladyslav. Improving the technology of replacing window frames in precast concrete walls // Збірник наукових праць. Галузеве машинобудування, будівництво. Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 1 (56) 2021 – Полтава, 2021. P. 53-58. <http://journals.nupp.edu.ua/znp>
15. Pashynskiy, M.; Dzhyrma, S.; Pashynskiy, V.; Nastoyashchiy, V.: Providing the thermal reliability of window junctions during the thermal modernization of civil buildings, Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek-e-GFOS, 2020, 21, pp. 45-54, <https://doi.org/10.13167/2020.21.4>
16. В.А. Пашинський, С.О. Джирма, М.В. Пашинський. Теплові характеристики вузлів примикання вікон до цегляних та залізобетонних стін цивільних будівель на території Кіровоградської області // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 3(34). Кропивницький: ЦНТУ. 2020. – С. 200-209. DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2020.3\(34\).200-209](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2020.3(34).200-209)
17. Alla Kariuk, Victoria Rubel, Victor Pashynskiy, Stanislav Dzhyrma. Improvement of Residential Buildings Walls Operation Thermal Mode // Proceedings of the 2nd International Conference on Building Innovations Pages 75-81 https://doi.org/10.1007/978-3-030-42939-3_9
18. Пашинський В.А. Методика оцінювання теплової надійності стін за критерієм тепловитрат / В.А. Пашинський, О.А. Плотніков, А.М. Карюк // Наукові нотатки. Міжвузівський збірник (за галузями знань "Машинобудування та металообробка", "Інженерна механіка", "Металургія та матеріалознавство". Випуск 45 (травень-червень). – Луцьк: ЛНТУ, 2014. – С. 417-423.
19. Пашинський В.А., Плотніков О.А. Методика імовірнісного оцінювання температурного режиму стін // Збірник наукових праць Української Державної академії залізничного транспорту: Випуск 148, частина 2. – Харків, 2014. – С. 138–143.
20. Пашинський В.А., Джирма С.О., Плотніков О.А. Вибір показників теплової надійності огорожувальних конструкцій // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : Збірник наукових праць. Випуск 7. – Луцьк: ЛНТУ, 2017. – С. 194-200.
21. Kariuk A., Pashynskiy V., Pashynskiy M., Mammadova F. (2022) Methods of Probabilistic Assessment of Building Enclosing Structures Thermal Reliability. In: Onyshchenko V., Mammadova G., Sivitska S., Gasimov A. (eds) Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 181. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_18
22. В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, С.О. Джирма. Імовірнісний аналіз теплової надійності вузлів цегляних стін житлових будівель // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 5(36), ч.2. Кропивницький: ЦНТУ. 2022. – С. 137-145. Режим доступу: [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5\(36\)_II/20.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5(36)_II/20.pdf) DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5\(36\).2.137-145](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5(36).2.137-145)

DETERMINATION OF DYNAMIC LOADS DURING OPERATION OF TOWER CRANES

Gorbatyuk Ievgenii, c.t.s., as.prof., gek_gor@i.ua

Kyiv National University of Construction and Architecture

Loading and unloading works are an integral part of the technological process of construction. Cranes of different types are mainly used to perform these works [1].

Cranes as lifting machines are widely used in construction for the movement of goods and installation of structures.

The scientific and technological progress taking place in all countries of the world strongly requires an increase in productivity, load lifting and an increase in the working speeds of lifting machines, which leads to a reduction in transients, that is, to a decrease in the time of acceleration and braking of machines.

All this leads to an increase in the intensity of the load-lifting machine, causes additional forces on all elements of the machine, received in the technique the name – external dynamic loads [2].

On the other hand, any machine has structural features of its kinematics, deviations in the size of individual parts within the established tolerance, clearance in gear gears and couplings, deformability of the system – all this causes vibrational processes in the machine transmission and refers to phenomena – internal dynamics of the machine

For safe operation of cranes, it is important to take into account the value of all types of dynamic loads operating when calculating their structures and selecting component elements [3, 4].

Therefore, at present, the actual problem is the development of a technique for determining dynamic loads in the mechanism of lifting the cargo of cranes in case of lack of movement in order to simplify complex calculations.

Therefore, to ensure trouble-free operation and improve the reliability of cranes when calculating the structures and components of their working equipment, it is important to take into account dynamic loads that are several times higher than static ones.

Elements of dynamic loads of the crane load lifting mechanism are its elastic components – ropes and shafts, which are deformed under the influence of loads. The value of this deformation of the elements is taken into account by the coefficients of elasticity or compliance with linear and steep or their inverse value – stiffness coefficients. These coefficients depend respectively on linear or angular strains.

Due to the fact that the lifting mechanism consists of a large number of elastic elements, the assembly and solution of equations for determining these coefficients is difficult. In order to simplify the equations and these calculations, the given calculation scheme according to which the remaining elements of the mechanism are brought to its first element (engine) is recommended. This allows you to greatly simplify the equation for solving and determine the values of the elasticity factors or stiffness of the elements of the dynamic loads of the crane lifting mechanism.

Therefore, it is necessary to develop a methodology for determining dynamic loads in the mechanism of lifting the crane load in case of non-stop movement with the use of the given design schemes in order to simplify complex calculations.

Any mechanism or any machine has elements or assemblies of massive or rigid bodies, which in the course of the transition process move as a whole. Such elements can be considered absolutely rigid bodies, and their entire mass can be concentrated at a point coinciding with the center of weight of this element or node.

Thus, the mechanism or machine consists of "point masses" which include: transported cargo, rotating parts of the engine, brake pulley, drum, gear wheels, etc. [5].

These "point masses" are connected by elastic elements – shafts, ropes and other elements that determine, mainly, the deformation of the mechanism. These elastic elements have a relatively small mass, compared to "point masses," so they can, in the first approximation, be considered

massless or absolutely elastic elements.

The elastic elements of the machine under its load are appropriately deformed. The amount of this deformation of the element is taken into account by the coefficient of elasticity or compliance.

The coefficient of elasticity or compliance is defined as the ratio of the value of linear deformation or the angle of twist of this element to the value of the force or torque acting on it.

In practice, more often use the value of the inverse coefficient of elasticity, which is called the stiffness coefficient.

Thus, the design scheme can be represented by a number of "point masses" connected by weightless absolutely elastic bonds.

To illustrate the dynamic action of individual masses, depending on the task, they are led to some one elastic link located on one elastic link. Due to the fact that each mechanism has both rotating and progressively moving masses, two design drive schemes are possible.

If the drive is made to some shaft of the mechanism, then the given scheme of rotational motion is applied.

For such a scheme, external loads (torques), inertial forces (moments of inertia or flywheels), elasticity of kinematic elements (coefficients of torsion stiffness), backlash or clearances are specified.

If brought to the translational moving elastic element - rope, chain, rod, then the given scheme of translational stroke is applied.

For such a scheme, external loads (starting or moving forces of the engine, brake forces, supports of motion), inertial properties (masses), elastic kinematic elements (rigidity factors), backlash (linear gaps) are specified.

It follows from the analysis of data of calculation schemes that if we take into account all the elements of the machine in the design scheme, then the scheme is very difficult, and the definition of dynamic loads is an intractable task. Therefore, in order to study dynamic processes in a mechanism or machine, it is advisable to use the so-called given calculation schemes that reflect the actual operation of the mechanism or machine and allow non-difficult decisions to obtain and analyze dynamic loads.

References

1. Developing a mathematical substantiation for the physical modelling of the soil-ripping equipment work process / Pelevin L., Gorbatyuk Ie., Zaichenko S., Shalenko V. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. Vol. 6, no. 2 (90): Information technology. Industry control systems. 2017. 52–60.
2. Волянюк В.О., Горбатюк Є.В. Розрахунок механізмів вантажопідіймальних машин: навч. посіб. Київ: КНУБА, 2021. 136 с.
3. Волянюк Володимир, Міщук Дмитро, Горбатюк Євгеній. Визначення інерційних навантажень поворотної стріли самохідного крана. Гірничі, будівельні, дорожні та меліоративні машини. Київ: КНУБА. 2020. №96. С. 13–21.
4. B. Jerman, P. Podržaj, J. Kramar. An investigation of slewing-crane dynamics during slewing motion—development and verification of a mathematical model. International Journal of Mechanical Sciences. 2004. 46 (5), 729–750.
5. Volianiuk V. O., Gorbatyuk Ie. V., Mishchuk D. O. The inertial loads of a telescopic boom of a truck crane. Автомобільний транспорт. Харків: Харківський національний автомобільно-дорожній університет. 2021. Вип. 49, 54–62.

FEATURES OF TIRE TREAD WEAR BY ROLLING

Maksym Balaka, *Assoc. Prof., Cand. Sc. (Engineering)*, balaka.mm@knuba.edu.ua
Dmytro Palamarchuk, *Assoc. Prof., Cand. Sc. (Engineering)*,
Dmytro Mishchuk, *Assoc. Prof., Cand. Sc. (Engineering)*,
Kyiv National University of Construction and Architecture

The durability improvement of the wheeled mover for transport and technological vehicles is the actual problem, since the tire set cost can reach 30 % of the wheeled machine cost, and the operating costs of tires are 10...15 % of the total costs on the operation of machines. At the same time, tire durability is characterized by the ability to maintain performance until the onset of the limit state during the performance of established maintenance and repair work. It is determined either by the lifetime until unacceptable wear of the tire tread, or before the tire fails [1] due to the side rupture, delamination of the tread or cord, the appearance of tread cracks, dynamic rupture or another defect during the operation of wheeled transport and technological vehicles.

One of the most important purposes for the tire is to ensure the specified traction forces and high traffic safety. Moreover, the main functions of the tire to ensure the transfer of traction and braking forces are performed by the tread, which in ordinary tube tires is made together with the sidewalls. The tire tread according to its functional purpose must provide the traction coefficient necessary for driving safety, which is stable during operation. To do this the tire tread must have, on the one hand, properties to ensure the conditions of its interaction with the supporting surface of the movement remain constant, and on the other hand, maintain its working characteristics during the time specified by the technical standards.

The operation experience of pneumatic tires, which are used on self-propelled scrapers of various designs and work in extremely difficult and diverse operation conditions on road and reclamation construction objects, has shown sufficiently high traction-clutch and speed properties, but insufficient actual lifetime [1–3]. In 65...75 % of cases, unacceptable wear of the tire tread was obtained as a result of intensive sliding motion relative to the supporting surface (ground, soil, snow) on the traction mode of operation. The tread of a pneumatic tire wears out under the influence of effort and sliding motion, which occur in the contact band with the road [4]. Mechanical energy is dissipated in the case of sliding motion in contact. Its certain part goes to the detachment of rubber particles from the tread massif. Sliding motion and loss of mechanical energy, and therefore the wear intensity, depend significantly both on the operation mode of the wheeled mover with pneumatic tires and on the properties of the supporting surface.

In its essence, wear is a more complex process than external friction and is the result of the combined effect of physicochemical and mechanical processes that occur in the surface layer of the tire in contact with the supporting surface of the movement. The prevention task of premature wear and tear of tires is complex and involves the ability to determine their types, as well as unmistakably define the cause of each tire tear.

Tire tread wear can occur by different mechanisms depending on the operation conditions: abrasive, fatigue, by rolling [5, 6]. At the same time, the total intensity of wear is determined by the ratio of individual types. Wear indices can change significantly when operating conditions change.

A specific abrasion mechanism for highly elastic rubber materials was established – wear by rolling, when studying the characteristics of rubber abrasion during friction on relatively smooth surfaces. This wear mechanism is realized at a relatively high value of the friction coefficient between the rubber and the worn surface. Rolling wear occurs at a high friction coefficient but on relatively smooth surfaces. Bands perpendicular to the direction of sliding motion appear on the rubber surface with such wear.

To identify the features of the wear mechanism by rolling, it is advisable to consider the interaction of some protrusion on the rubber surface with the surface of a smooth opposite element, which is pressed against the protrusion with a normal force N and moves parallel to the rubber surface with speed v (Figure 1) [6]. If the friction between the rubber protrusion and the worn

surface is large enough, then at the first stage, the movement of the opposite element does not lead to sliding motion in contact but causes a protrusion complex deformation. The development of protrusion deformations may be the reason for the growth of elastic forces that prevent this deformation with further movement.

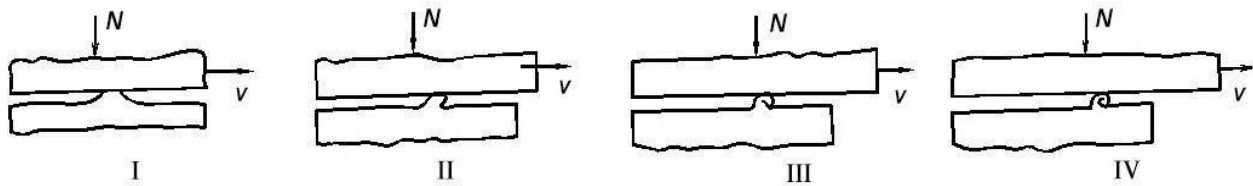


Figure 1 – Serial stages I–IV of the roll formations when rubber friction at the smooth opposite element

Sliding motion begins when the tangential component of elastic forces in contact is equal to the friction force. But if the rubber does not have the necessary strength, and the frictional force is large enough, then the destruction in the largest deformations band may occur earlier than the sliding motion begins in the contact band [1, 4]. The probable nature of this destruction can be imagined, based on the fact that when rubber is under complex stress, the destruction usually begins where the surface layers of the rubber material are more stretched.

It is also known that failure begins with the appearance of a crack perpendicular to the action of the tensile force. If a crack has already appeared, its further growth occurs under the influence of a relatively small force. The crack direction of growth depends in a complex way on the nature of the stress state and on factors related to the presence of micro inhomogeneities in the material structure [7]. The non-uniform temperature distribution near the contact band also has a significant impact. The growth of cracks will lead to the immediate separation of rubber particles from the surface layer. Immediate separation, which is unlikely, rather the rubber gradual tearing, in which there is a relative movement in the contact band without sliding motion. Such a movement is possible if the rubber layer rolls down, separated during tearing (Figure 1, IV). The further movement of the opposite element takes place already under the conditions of rolling friction, which is accompanied by continuous tearing of the rubber and the folding of the piece on the resulting roll surface. The rolled piece is in the tense state. The force that causes its stretching depends on the resistance provided by the rubber to tearing at the place of the piece separation. The piece stretches in the band, where its stretches is critical, leads to the separation of the ridge formed. Thus, completes the considered stage of frictional wear.

The rolling wear mechanism can only occur under a certain combination of external conditions and properties of the rubber being worn. Obviously, this abrasion type is most likely for rubber with low tear resistance. The surface layer heat due to friction in sliding contact can affect the wear process, since the strength properties of rubber depend significantly on temperature [1, 2]. Heat leads to the tarnishing of the rubber surface layer and the sticky appearance, which sharply increases the effective friction.

The rolling wear pattern can be explored in more detail on the basis of an approximate quantitative analysis for an idealized case. If that, all contacts between the rubber and the opposite element (solid and smooth) are made through the roll, and wear occurs only by rolling.

Wear resistance will be characterized by an indicator β , which is the ratio of the friction power N_{fr} to the abrasion intensity J .

We will define the friction power as:

$$N_{fr} = N_{tear} + N_{str} + N_{roll}, \quad (1)$$

where N_{tear} – power spent on tearing the piece from the rubber surface layer; N_{str} – power spent on stretching the piece; N_{roll} – power spent on hysteresis losses accompanying the pitch rolling.

The main condition that determines the formation possibility of slopes and the realization of the considered wear mechanism can be presented in the form:

$$N_{fr} \leq \mu \cdot N \cdot v_L, \quad (2)$$

where v_L – motion speed of the opposite element.

We write down the expression for determining wear resistance, using the idea of the characteristic rupture energy and the results of studies on the work evaluation dissipated when tires roll on the solid support surface [6, 7]:

$$\beta = \frac{N_{fr}}{J} = \frac{H}{a} + \omega + 0,9 \cdot \frac{N^{4/3} \cdot (1-\xi) \cdot (\varepsilon+1)}{ab \cdot (E \cdot r_{roll} \cdot b)^{1/3}}, \quad (3)$$

where H – characteristic rupture energy; ω – average value of the specific stretching energy; ξ – rubber elasticity; ε – relative elongation; r_{roll} – pitch radius; a , b – thickness and width of the separated piece of rubber.

Despite the fact that a number of assumptions were made when deriving dependence (3), it shows the existence of a relationship between the wear intensity by rolling and the elastic-relaxation and strength properties of rubber. The critical conditions for the wear realization in the form of rolling have been established, using this dependence. Ideas about the tire wear mechanism by rolling were experimentally confirmed with the device help in which rubber friction was carried out with smooth plexiglass, and the phenomena occurring in the contact band were observed under a microscope [7]. The formation of characteristic transverse folds and furrows transitioning into ridges during wear was clearly identified.

Rolling wear is of particular interest, since this mechanism is realized for highly elastic materials and, in principle, cannot be observed in the friction of solid elements or solid rubbers. The wear mechanism by rolling is the highly intensive type. The pneumatic tire turns out to be short-lived if such a wear mechanism is realized.

References

1. Balaka M. M. Vplyv umov ekspluatatsii na dovhovichnist velykohabarynykh shyn [Impact of operating conditions on the durability of large-size tyres]. *Bulletin of Kharkiv National Automobile and Highway University*. 2014. Issue 65-66. 79–86. URL: <https://dspace.khadi.kharkov.ua/dspace/handle/123456789/984> [in Ukrainian].
2. The last mile from every tire: How haul road maintenance can extend tire life. *Perspectives on Modern Mining*. 2007. Issue 1. 2–5.
3. Balaka M. M. Doslidzhennia chasovoho faktora znosu protektora shyn samokhidnoho skrepera [Time factor research of tires tread wear for self-propelled scraper]. *Bulletin of Kharkiv National Automobile and Highway University*. 2021. Issue 92. T. 2. 116–121. DOI: <https://doi.org/10.30977/BUL.2219-5548.2021.92.2.116> [in Ukrainian].
4. Pelevin L. E., Balaka M. N., Arzhaev G. A. Silovoe vzaimodeistvie elastichnogo koleasa s deformiruiushcheisia opornoii sredoi [Force interaction of elastic wheel with deformable support medium]. *Interstroymekh-2007: Proceedings of the International Scientific and Technical Conference, September 11–14, 2007*. Samara: Samara State University of Architecture and Civil Engineering (SGASU), 2007. 205–209 [in Russian].
5. Balaka M. N., Antonkov M. A. Proivavlenie razlichnykh vidov iznosa pri ekspluatatsii pnevmaticheskikh shin [The manifestation of wear various types during the pneumatic tires operation]. *Neft i gaz Zapadnoy Sibiri [Oil and Gas of Western Siberia]: Proceedings of the International Scientific and Technical Conference, October 17–18, 2013*. Tyumen: Tyumen State Oil and Gas University, 2013. T. 4. 14–16 [in Russian].
6. Balaka M., Mishchuk D., Palamarchuk D. Suchasni uivavlennia pro mekhanizm znosu protektrnykh hum [Modern understanding of the tread rubbers wear mechanism]. *Hirnychi, budivelni, dorozhni ta melioratyvni mashyny*. 2021. Issue 98. 30–36. DOI: <https://doi.org/10.32347/gbdmm2021.98.0302> [in Ukrainian].
7. Mark Dzh., Erman B., Eirich F. Kauchuk i rezina. Nauka i tekhnologiiia: monografiia [Rubber and gum. Science and technology: monograph]. *Dolgoprudny*, 2011. 768 p. [in Russian].

TO THE ISSUE OF STUDYING THE MOISTURE CONDITION OF THE CORNER OF THE BRICK WALL

Dr hab. inż. **Volodymyr Semko**, volodymyr.semko@put.poznan.pl

Poznan University of Technology, Poznan, Poland,

Central Ukrainian National Technical University, Kropyvnytskyi, Ukraine;

Oleg Yurin, PhD, ab.yurin_oi@nupp.edu.ua

National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, Poltava, Ukraine;

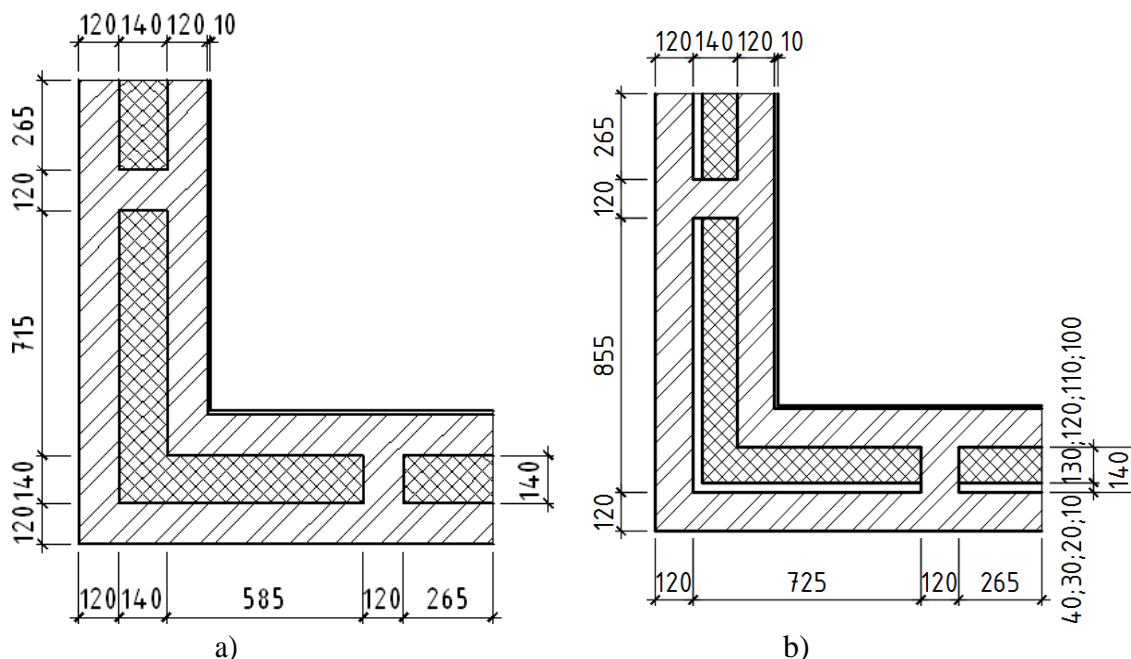
Assoc. Prof. Dr. techn Ing. arch. **Roman Rabenseifer**, roman.rabenseifer@stuba.sk

Assoc. Prof. Ing. **Nataliia Mahas**, PhD, nataliia.mahas@stuba.sk

Slovak University of Technology in Bratislava, Bratislava, Slovakia

Buildings using brick walls as load-bearing and enclosing structures are quite common in residential construction. Moreover, the composition of such structures can be quite diverse. For example, these can be single-layer walls made of solid bricks; multilayer walls using natural materials covered with bricks; walls with cavities filled with thermal insulation. For the efficient operation of such buildings, it is necessary to develop energy efficiency measures that should increase the resistance to heat transfer of the buildings enclosing structure. When developing such measures, it is necessary to take into account the existing humidity condition of the buildings enclosing structure, especially in places where there are cold bridges. One of these places is the corner of the building. The paper considers how the thickness of the thermal insulation located in the cavity between the brick layers affects the moisture state of the thermal insulation.

The studies were performed for the climatic conditions of Poltava. Indoor air parameters were taken from [1] for residential buildings $\theta_{int} = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$, $\varphi_{int} = 55\%$. The outdoor air parameters were taken from [3] for January , . The design scheme of the corner adopted for the study is shown in Fig. 1. The characteristics of the structural layers are taken from [2] and are given in Table 1.



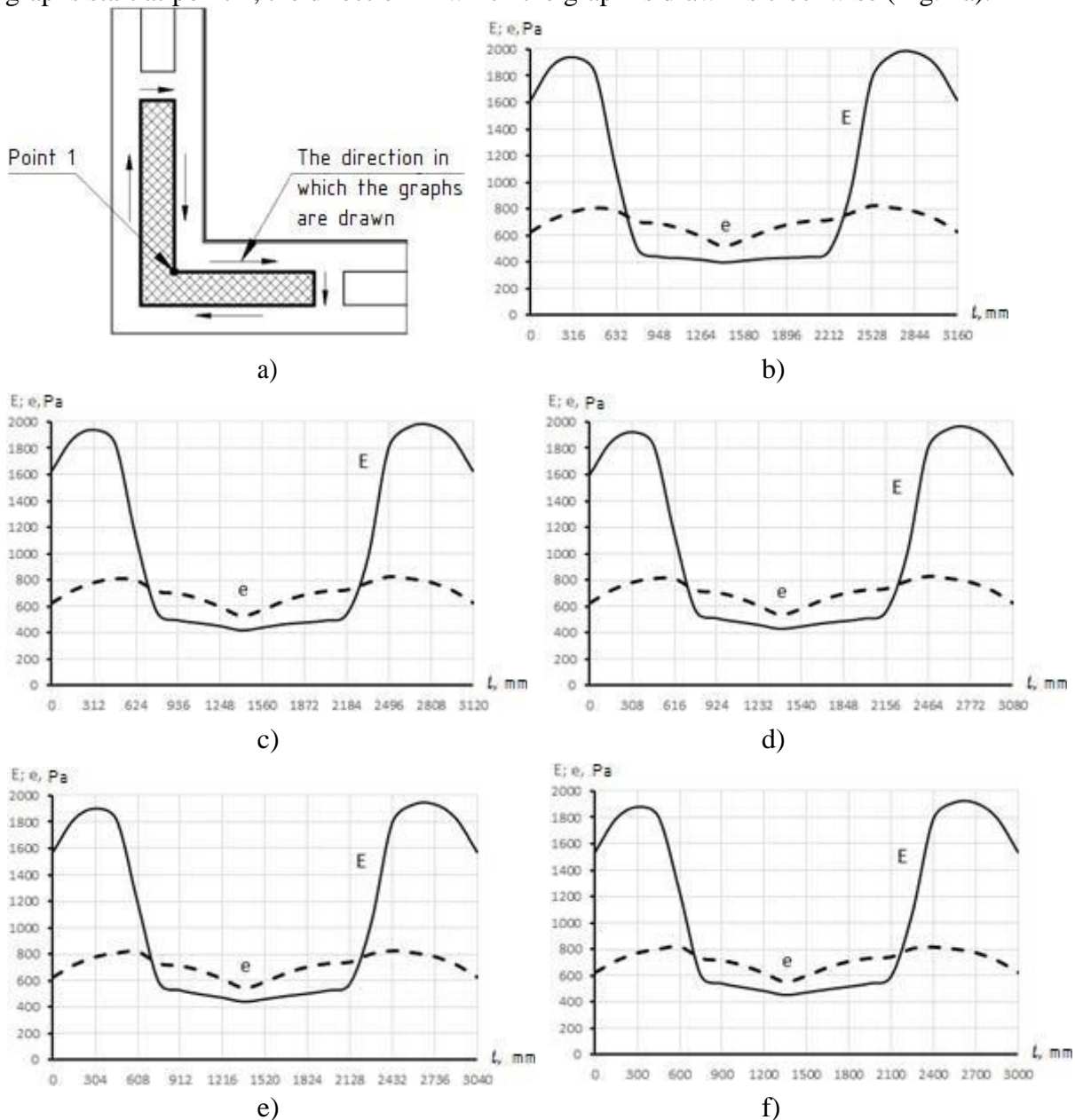
a) The cavity between the brick layers is completely filled with thermal insulation, b) The cavity between the brick layers is partially filled with thermal insulation with a decrease in the thickness of the thermal insulation and the formation of a closed air gap

Figure 1 – Calculation scheme of the corner of the brick wall

Table 1 - Characteristics of structural layers of the enclosing structure

№	Name	Thermal conductivity, $W/(m K)$	Vapor permeability coefficient, $\frac{mg}{m \cdot h \cdot Pa}$
1	Lime-sand mortar	0,81	0,12
2	Brick	0,81	0,11
3	Mineral wool with a density of $50 \frac{kg}{m^3}$	0,048	0,52

The studies were carried out using calculations of flat temperature and humidity fields [4]. The temperature field was used to obtain temperature values at the surface of the thermal insulation. These values were used to determine the partial pressure of saturated water vapor (E) on this surface. The humidity field was used to obtain values of the partial pressure of water vapor (e). The graphs start at point 1, the direction in which the graph is drawn is clockwise (Fig. 2a).



a) The beginning of the e and E graphs and the direction in which the graphs are drawn; Graphs of changes in the partial pressure of water vapor e and partial pressure of saturated water vapor E at the thickness of the mineral wool b) 140 mm, c) 130 mm d) 120 mm e) 110 mm f) 100 mm.

Figure 2 – Graphs of changes in the partial pressure of water vapor e and partial pressure of saturated water vapor E on the surfaces of mineral wool when it is located near the inner surface of the cavity

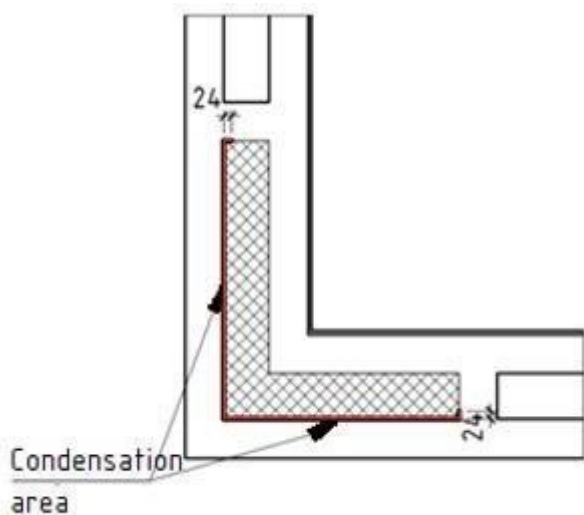


Figure 3 – Location of the condensation area

As can be seen from the graphs in Fig. 2 (b- f), the value of the partial pressure of saturated water vapor (E) is less than the partial pressure (e) on some surfaces of the thermal insulation. That is, water vapor condensation occurs in this area. Using the example of complete filling of the cavity between the brick layers with thermal insulation (the calculation scheme is shown in Fig. 1a), let's consider the results of the modeling. Condensation begins at a distance of 709 mm from point 1. The length of the condensation area is 1610 mm. The location of the condensation area is shown in Fig. 3. Length of the water vapor condensation plane on the surfaces of mineral wool when it is located near the inner surface of the cavity at the different thickness of the mineral wool are given in Table 2.

Table 2 - Length of the water vapor condensation plane on the surfaces of mineral wool when it is located near the inner surface of the cavity

№	Closed air gap width, mm	Thermal insulation thickness, mm	Length of the water vapor condensation plane on the thermal insulation surfaces, mm
1	0	140	1629
2	10	130	1601
3	20	120	1579
4	30	110	1555
5	40	100	1531

As can be seen from Table 2, the length of the condensation plane on the surfaces of mineral wool, when it is located near the inner surface of the cavity, decreases with decreasing thickness of the thermal insulation.

The obtained results serve as a basis for further research on the existing moisture state of the corner of brick walls, which should be taken into account when developing measures to improve the energy efficiency of buildings enclosing structure.

Acknowledgments: Funded by the EU NextGenerationEU through the Recovery and Resilience Plan for Slovakia under the project No. 09I03-03-V01-00036.

References.

1. DBN V.2.6-31: 2021; Thermal Insulation and Energy Efficiency of Buildings. Minregion of Ukraine: Kyiv, Ukraine, 2022; Valid in Ukraine from 2022 to present.
2. DSTU 9191:2022; Thermal insulation of buildings. Method of choosing thermal insulation material for building insulation. State Enterprise "Ukrainian Research and Training Center for Standardization, Certification and Quality": Kyiv, Ukraine, 2023; Valid in Ukraine from 2023 to present.
3. DSTU-N B V.1.1-27:2010; Protection against dangerous geological processes, harmful operational impacts, and fire. Building climatology. Minregion of Ukraine: Kyiv, Ukraine, 2011; Valid in Ukraine from 2011 to present.
4. DSTU ISO 10211-1:2005; Thermal Bridges in Building Construction—Calculation of Heat Flows and Surface Temperatures—Part 1: General Methods (ISO 10211-1:1995, IDT). Derzhspozhyvstandart of Ukraine: Kyiv, Ukraine, 2008; Valid in Ukraine from 2008 to present.

REPAIR WAR-DAMAGED LARGE-PANEL BUILDINGS USING WALL PANELS WITH FRAMES MADE FROM COLD-FORMED STEEL ELEMENTS

Volodymyr Semko, prof., DSc

Central Ukrainian National Technical University

Olena Hranko, PhD

Rudolf Ároch, assoc. prof. Ing., PhD

Slovak University of Technology in Bratislava

Робота присвячена вивченню питання можливості відновлення крупнопанельних будинків за допомогою панелей з каркасом зі сталевих тонкостінних елементів.

Великопанельні будинки будувались переважно в країнах Європи. Найбільше праць, щодо даного типу будинків, присвячено термомодернізації будинків даного класу, наприклад [1-3]. Великий аналіз щодо подальшого використання в XXI сторіччі великопанельних будинків виконано в роботі Malazdrewicz S, Ostrowski KA, Sadowski Ł. [14]. В 1990 році були розроблені «Рекомендації з відновлення та підсилення повнозбірних будинків полімеррозчинами» [4] в яких наявні рекомендації, щодо підсилення та відновлення великопанельних будинків, але відсутні рекомендації щодо ремонту механічних пошкоджень. В тому ж році в Томську було розроблено «Атлас схем та креслень» для відновлення та підсилення будівельних конструкцій [5]. В атласі представлені декілька типів підсилень великопанельних будинків, але жоден не стосується заміни панелі в цілому, або декількох панелей. Зустрічаються роботи присвячені ліквідації експлуатаційних дефектів та пошкоджень в будинках, опубліковані переважно польським науковцями [11-13]. Праць, що представляють дослідження, метою яких є відновлення великопанельних будинків після вибухів доволі мало, і тим цінніша є інформація представлена в них.

В роботі [6] проаналізовані пошкодження дев'ятиповерхового будинку з зовнішніми стінами з залізобетонних великопанельних елементів. В наслідок вибуху побутового газу на восьмому поверсі були зруйновані несучі конструкції вище розташованих поверхів. В результаті проведеного дослідження було прийнято рішення про відновлення пошкодженого фрагменту будинку із використанням монолітних залізобетонних конструкцій. Аналогічний випадок, але для десятиповерхового будинку, описано в роботі [7]. Внаслідок вибуху газового балону було зруйновані несучі конструкції перекриттів та зовнішні панелі на двох останніх поверхах. Будинок було відновлено. Спочатку демонтовано фрагмент горіщного, десятого та дев'ятого поверху, і в подальшому відновлено за допомогою аналогічних несучих елементів для великопанельного будівництва.

В роботі [8] представлені підходи із застосування ВІМ-моделі для спостереження та прийняття рішень, щодо відновлення будинків пошкоджених під час бойових дій. Підхід було апробовано під час дослідження технічного стану великопанельного будинку в Києві, що був частково зруйнований через вибух газу. Особливої уваги привертає тимчасова сталева конструкція підсилення (рис. 1), що виконувала несучі функції. Через значні пошкодження несучих конструкцій пошкоджена секція була демонтована.

В той же час відомий позитивний досвід з відновлення великопанельного будинку в Харкові, що постраждав від вибуху побутового газу в 2012 році [9]. У рамках робіт з відновлення було передбачено часткову заміну стінових панелей на каркасні полегшені конструкції, заміну зруйнованих збірних панелей перекриття на нові монолітні плити (9-11 поверхи), а також посилення існуючих панелей перекриття і внутрішніх несучих стінових панелей (рисунок 2).



Рисунок 1 – Тимчасова конструкція підсилення будинку в Києві, пошкодженого внаслідок вибуху газу (2020 рік, [8])



Рисунок 2 – Наслідки вибуху природного газу в шістнадцятиповерховому панельному будинку і загальний вигляд відновленого фасаду [9]

В роботі [10] більш детально описано схему відновлення зовнішніх огорожувальних конструкцій. При відновленні зовнішнього огороження були використані жорсткі сталеві рами заповнені піногазосилікатними блоками. Зовні стінові конструкції було утеплено мінеральним утеплювачем з оздобленням тонкошаровою штукатуркою. Автори роботи [9] також наголошують на проблемі створення нових рішень для відновлення великопанельних будинків, адже на їх думку відсутність потужності з виробництва великих панелей не дозволить відновлювати даний тип будинків за технологіями, за якими їх було зведено.

Із медійних джерел можна отримати фотографії процесу відновлення будівельних конструкцій, в тому числі і будинків з великопанельних стінових елементів (рис. 3б). На даному фото представлено процес відновлення будинку (рис. 3а) шляхом зведення самонесучих стін із легкобетонних блоків. Даний метод може мати економічну доцільність, але він не є індустріальним. Подібними методами відновлення – неможливо відновити в короткі строки всю пошкоджену інфраструктуру, яка налічує тисячі багатоквартирних будинків. Саме тому питання розробки індустріальних варіантів, які дозволяють виконати максимальну кількість робіт на «нулі», здійснити монтаж на будь-якому поверсі використовуючи найпростіші підйомні механізми є беззаперечно актуальним.



а)



б)

Рисунок 3 – Відновлення будинку із великопанельними зовнішніми стінами (джерела: а – www.unian.ua, б – з сайту suspilne.media)

Висновок:

1. Було проаналізовано праці пов’язані зі зведенням в Україні великопанельних будинків. Визначені найбільш поширені типи зовнішніх несучих стінових панелей, їх товщини та розміри. Досліджено вузли кріплення зовнішніх панелей до вертикальних та горизонтальних конструкцій будинку.

2. Встановлено, що в конструктивних вимогах до даного типу будинку відсутні обмеження на використання стінових панелей з інших матеріалів.

3. Досвід відновлення великопанельних будинків після вибухів газу, дозволяє відновлювати будинки різними методами, в тому числі за допомогою панелей зі сталевим каркасом.

Виходячи з вищесказаного в подальших дослідженнях необхідно розробити принципіальні схеми панелей зі сталевим каркасом для відновлення великопанельних будинків та підтвердити їх відповідність до вимог механічного опору, стійкості та економії енергії (теплотехніки).

Acknowledgements: This research is provided within the project “Cold-formed light gauge steel wall systems for rapid restoration of war-damaged houses in Ukraine”, which was funded by the Visegrad Scholarship Programme.

Список літератури

1. O. Filonenko, O. Yurin, O. Kodak, Thermal modernization of the panel buildings external walls, *Int. J. Eng. Technol.* 7 (2018). 10.14419/ijet.v7i3.2.14386.
2. Звіт про науково-дослідну роботу за договором № 16-417/2021 «Проведення аналізу факторів, що впливають на досягнення мінімальних вимог щодо енергетичної ефективності прийнятих в експлуатацію будівель, та розроблення пропозицій щодо удосконалення методики визначення економічно доцільного рівня енергетичної ефективності будівель», Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, 2021 (<https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2021/12/1.2-zvit-za-naukovoju-rozrobkoju-provedennya-analizu-faktoriv-shho-vplyvayut-na-dosyagnennya-minimalnyh-vymog-shhodo-energetychnoyi-efektyvnosti-pryjnyatyh-v-ekspluatacziyu-budivel.pdf>).
3. Fundamental technical decisions of thermal reconstruction of facades of dwelling-houses of 1960-1995 building. – Kyiv: NDIBK, 2012. – 48 p.
4. Рекомендации по восстановлению и усилению полносборных зданий полимеррастворами /ТблЗНИИЭП. — М.; Стройиздат, 1990. — 160 с.
5. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Атлас схем и чертежей / А. И. Мальганов, В. С. Плевков, А.И. Полищук - Томск : ЦНТИ, 1990. - 316 с.
6. Malakhova A.N., Balakshin A.S. Emergency destruction of a panel residence building, type series 1-115// *Vestnik MGSU*. 2014. №11. – p.109-117.
7. Кумпак, О. Г., Галяутдинов, З. Р., Пахмурин, О. Р., & Самсонов, В. С. (2013). Практический опыт восстановления живучести десятиэтажного крупнопанельного жилого дома после взрыва газового баллона. *Будівельні конструкції*, (78 (1)), 353-358.
8. Hryhorovskiy P, Osadcha I, Jurelionis A, Basanskiy V, Hryhorovskiy A. A BIM-Based Method for Structural Stability Assessment and Emergency Repairs of Large-Panel Buildings Damaged by Military Actions and Explosions: Evidence from Ukraine. *Buildings*. 2022; 12(11):1817. <https://doi.org/10.3390/buildings12111817>.
9. P. Reznik, M. Almohamad, V. Tenesesku. Analysis of constructive solutions of the existing buildings of the housing fund of the Kharkiv city on the subject of their performance as a consequence of the influence of combat actions. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. Харків: УкрДУЗТ, 2022. Вип. 201. С. 41-56. URL: <https://doi.org/10.18664/1994-7852.201.2022.267755>.
10. Восстановление крупнопанельного здания, разрушенного в результате техногенной катастрофы / В.С. Шмуклер, Д.Ф. Гончаренко, А.С. Константинов, В.М. Зинченко // *Промислове будівництво та інженерні споруди*. – 2013, Випуск 2. – С. 34-39. https://urdisc.com.ua/rl/info/2_13.pdf
11. M. Mackiewicz, J.R. Krentowski, P. Knyziak, M. Wardach. Consequences of excessive deformation of structural elements in precast buildings, *Engineering Failure Analysis*, Volume 137, 2022,106261, <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2022.106261>.
12. Ligeza, W. Budownictwo wielkopłytowe po latach. Wybrane problemy remontowe. *Budownictwo i Architektura*. 2014, 13(3), pp. 15–25.
13. Jarosław Szulc, Artur Piekarczyk. Diagnostics and technical condition assessment of large-panel residential buildings in Poland, *Journal of Building Engineering*, Volume 50, 2022, 104144. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104144>.
14. Malazdrewicz, S.; Ostrowski, K.A.; Sadowski, Ł. Large Panel System Technology in the Second Half of the Twentieth Century—Literature Review, Recycling Possibilities and Research Gaps. *Buildings* 2022, 12, 1822. <https://doi.org/10.3390/buildings12111822>.

THE INFLUENCE OF STEEL STRIPS COATING COST ON ROOF STEEL DECKS' CROSS-SECTION CHOICE

Volodymyr Semko, prof., DSc

Central Ukrainian National Technical University

Rudolf Ároch, assoc. prof. Ing., PhD

Slovak University of Technology in Bratislava

Вступ. В період з 2011 по 2021 роки під керівництвом та за участі В. Семка було проведено ряд експериментальних випробувань міцності сталевих настилів. Випробування були проведені силами фахівців Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка та приватного підприємства «Полтава-проект». У випробуваннях приймали участь к.т.н. Сергій Скляренко, к.т.н. Юрій Авраменко, к.т.н. Дмитро Прохоренко, к.т.н. Павло Семко, магістр Володимир Охріменко, магістр Денис Авраменко, магістр Євген Фісун, магістр Богдан Шестопа, магістр Ігор Урсуляк. В червні-липні 2011 року були випробувані настили Т57 на виробничій базі компанії Pruszyński (Україна). Подальші дослідження великої групи настилів були виконані в 2013 році для того ж замовника. В березні 2013 пройшли випробування сталевих перфорованих настилів Т135, а згодом були випробувані настили марок Т92, Т150 та Т160. Дві останні марки були виготовлені на заводі в Польщі та доставлені в Україну. В цій групі зразків, окрім традиційних одно-, дво- та трипролітних схем були випробувані настили підсилені накладкою та утворені шляхом перехлесту на проміжних опорах різних листів. В липні 2014 році для компанії Pruszyński було випробувано зразки профільованого хвилястого настилу. Результати цих досліджень представлені в [1]. В грудні 2021 року були випробувані зразки дво- та трипролітних настилів для компанії ТОВ «Виробнича компанія «Індастрі». Проведені дослідження дали змогу більш глибоко дослідити роботу профільованих настилів під навантаженням. В наступні роки разом з д.т.н. Махінько А.В. було розроблено алгоритм для розрахунку таблиць несучої здатності сталевих трапецієподібних профільованих настилів згідно з EN 1993-1-1. Хотілось би пояснити використаний термін «розроблений» в поєднанні з посиланням на нормативний документ. Як правило, Єврокоди не дають звиклих для інженерів розрахункових алгоритмів для визначеного типу несучої конструкції, тому інженер-проектувальник повинен використовувати описані нормативні методики розрахунку та поєднувати їх в єдиний алгоритм на основі проектного досвіду, рекомендацій спілок та асоціацій професійних інженерів, що може вносити деякі відмінності в алгоритм, так і відповідно у результати представлених результатів. Але в більшості випадків інженери не проводять розрахунків сталевих профільованих настилів, а користуються таблицями несучої здатності, які розроблені фахівцями для прокатних компаній (в доробку авторів близько 10 українських компаній, яким були розроблені таблиці несучої здатності профільованих настилів). В той же час в навчальних курсах та довідковій літературі недостатньо якісно, повно та зрозуміло описаний алгоритм вибору перерізу сталевого профільованого настилу. Як правило сталевий профнастил обирають спираючись на крок прогонів та величину навантаження для першої та другої групи граничних станів. Постає питання: які критерії будуть найбільше впливати на економічну складову, а саме на вартість сталевого профільованого настилу.

Критерії, що впливають на вартість сталевого профільованого настилу. Перш за все потрібно розрізняти вартість 1 м^2 профнастилу та вартість 1 м^2 покрівлі із профнастилу. Також в якості вхідного параметру буде завжди фігурувати вартість 1 м^2 листа (штріпса, рулона) з якого виготовляють методом холодного прокатування сталевих профнастил. Таким чином на вході маємо рулони сталі шириною, L, 1250 мм та 1500 мм (найбільш розповсюджені ширини стандартного рулону). З цього рулону в результаті прокатки отримується профільований настил загальною шириною W_d , мм (як правило його ціна буде ціною настилу в кошторисі на будівельні роботи). Підчас монтажу профільовані

трапецієподібні настили вкладаються з напуском крайових ділянок поперечного перерізу настилу один на одного в такий спосіб, що в результаті маємо ширину закритої покрівлі L_{eff} , мм. Окрім вартості сталевий штрипси у вартість змонтованого покриття входять різні параметри – вартість профілювання, дохід профілюючої компанії, вартість доставки та складування, вартість вантажопідйомних пристроїв, монтажу тощо. Але як правило всі додаткові фактори залежать саме від площі (інколи ваги) настилу. Виходячи з вищеприведеного, для оцінки економічної ефективності використання типу настилу буде цілком достатньо критерію вартості сировини для профілюючої компанії, тобто ціни штрипси. Найбільш економічними (дешевими) будуть покриття для яких відношення L_{eff}/L буде максимальним. Назвемо це відношення коефіцієнтом економічності перерізу профільованого настилу або скорочено в контексті праці – коефіцієнтом економічності. На перший погляд коефіцієнт економічності буде корелюватися з висотою настилу, а саме, чим більша висота хвилі (або гофри) профільованого настилу – тим меншим буде коефіцієнт економічності. Для перевірки або спростування даного твердження в дослідженні було проаналізовано 76 типів перерізів сталевих настилів від різних виробників країн Європи. На рисунку 1 представлені поперечні перерізи настилів із коефіцієнтом економічності 0,732. Всі листи виконані із штрипса шириною 1250 мм, якщо взяти в розгляд настили з штрипси 1500 мм то до цієї групи можна додати профнастил Т84 виробництва компанії Pruszyński (Польща). В результаті маємо групу настилів із висотою гофри від 40 до 92 мм, що спростовує припущення про залежність коефіцієнту економічності від висоти гофри. Також з рисунку 1 стає зрозумілим, що коефіцієнт економічності не корелюється з величиною несучої здатності настилу, а отже залежить саме від конкретної форми перерізу, а не від його конкретної складової. Дослідження впливу саме форми перерізу на несучу здатність є однією з цілей дослідження і це питання буде висвітлено в наступних публікаціях.

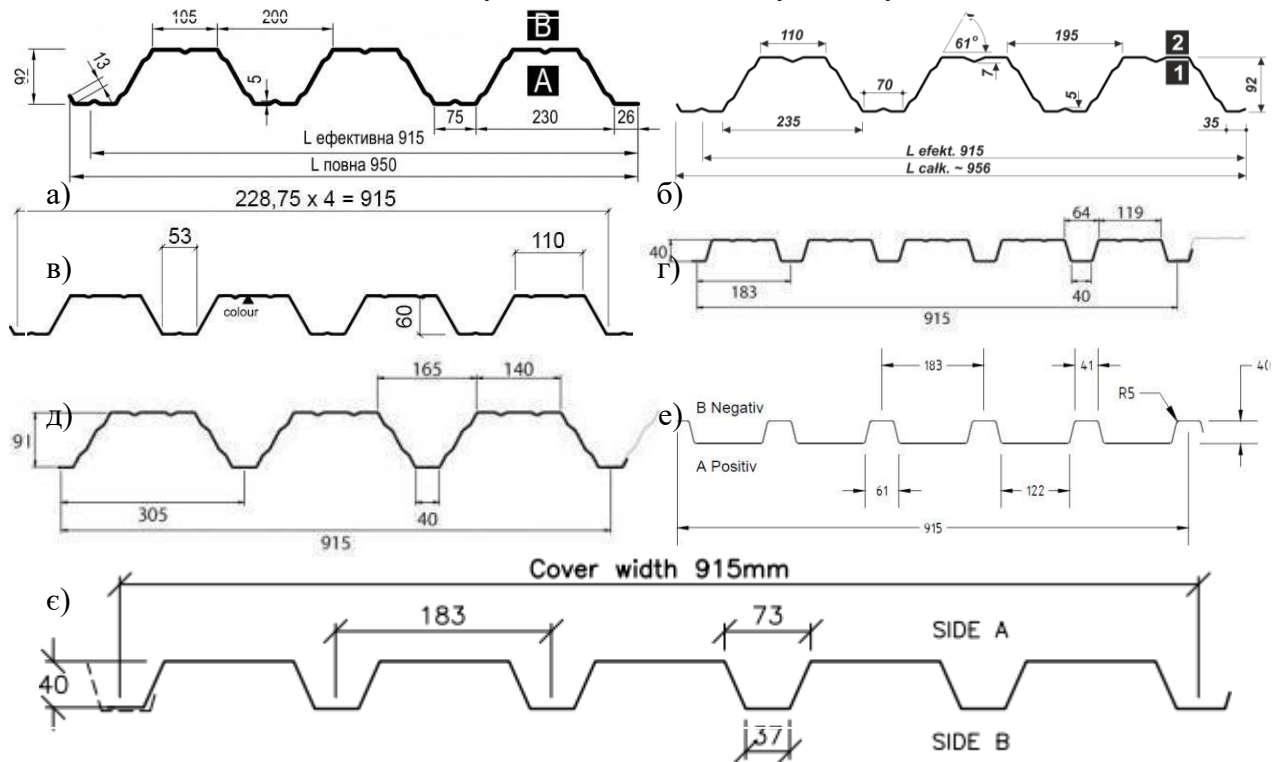


Рисунок 1 – Перерізи профнастилу з коефіцієнтом економічності 0,732 (а – Т92 Pruszyński (Україна), б – Т92 Pruszyński (Польща), в – Т60 Rauta, г – SAB 40, д – SAB 89 , е – Н40 Hoffman , е – APL)

Повертаючись до вартості сировини варто проаналізувати ціни на рулонну сталь. Для виробництва сталевих профільованих настилів використовується рулонна сталь з цинковим покриттям та полімерним покриттям. Полімерне покриття наноситься поверх цинкового. Відповідно ціна рулону залежить від товщини сталі, густини цинкового покриття та наявності полімерного покриття. Для виявлення впливу на вартість рулону товщини сталі та

цинкового покриття було проведено математичний експеримент. Опишемо дані таблиці 1 в діапазоні товщин 0,5...0,8 мм лінійною функцією. Skorистаємося моделлю двухфакторного експерименту. Першим фактором буде товщина сталевго листа Т в чотирьох товщинах 0,5 мм (-1), 0,6 мм (0), 0,7 мм (+1) та 0,8 мм (+2). Другим фактором буде густина цинкового покриття Z, що також змінюється в чотирьох величинах – Z100 (-3), Z140 (-1), Z180 (+1) та Z200 (+2). В дужках представлені закодовані значення змінних. В таблиці 1 представлено план експерименту та результат для кожної пари змінних параметрів.

Таблиця 1 – План двухфакторного експерименту

Стандартний порядок	Фактор Т	Фактор Z	Результат Р	Стандартний порядок	Фактор Т	Фактор Z	Результат Р
1	-1	-3	253,41	9	-1	1	264,45
2	0	-3	301,15	10	0	1	312,18
3	1	-3	347,56	11	1	1	358,89
4	2	-3	394,46	12	2	1	405,26
5	-1	-1	258,80	13	-1	2	267,39
6	0	-1	306,74	14	0	2	314,98
7	1	-1	353,05	15	1	2	362,15
8	2	-1	399,76	16	2	2	408,20

Опишемо результати експерименту двома функціями – лінійною та квадратичною. Лінійна залежність вартості штрипса з цинковим покриття від товщини сталі та густини покриття:

$$P=311+46,94 \cdot T+3,6 \cdot Z-0,0017 \cdot T \cdot Z \quad (1)$$

Квадратична залежність вартості штрипса з цинковим покриття від товщини сталі та густини покриття:

$$P=311,04+47,25 \cdot T+4,11 \cdot Z-0,31 \cdot T^2+0,24 \cdot Z^2-0,0017 \cdot T \cdot Z \quad (2)$$

Проаналізувавши залежності (1), (2) та графіки Парето для цих залежностей (не представлені в матеріалі) можна сказати, що зміна вартості відбувається за лінійним законом та без впливу сумісної дії двох змінних параметрів, а отже цілком можливо розглядити вплив цих параметрів окремими функціями. Для оцінки частки вартості цинкового покриття у повній вартості листа можна використати спрощену формулу

$$P=311+47 \cdot T+3,6 \cdot Z \quad (3)$$

Підвищувати ефективність настилу можна двома основними способами (способи локального підсилення не розглядаємо) – збільшенням товщини та зміною перерізу. При збільшенні товщини листа відбувається пряме підвищення вартості вихідного штрипса через збільшення товщини (ваги сталі). В другому випадку необхідно розглядати додатковий фактор цинкового покриття. В таблиці 2 представлена доля вартості цинкового покриття у вартості 1мп штрипсу.

Подібний ефект спостерігається у використанні поряд з цинком полімерного покриття. Розширимо експеримент представлений в таблиці 1 додатковим фактором – наявністю покриття з полімеру. Назвемо цей фактор PE – коли наявний (+1), коли відсутній (0). В результаті отримаємо лінійну залежність вартості штрипса з покриття від товщини сталі, густини цинкового покриття та наявності полімерного покриття:

$$P=311+81,89 \cdot PE+46,94 \cdot T+3,6 \cdot Z-0,0017 \cdot T \cdot Z+13,57 \cdot T \cdot PE+0,000057 \cdot Z \cdot PE-0,00026 \cdot T \cdot Z \cdot PE \quad (4)$$

На відміну від цинкового покриття, з графіку Парето (рис. 2) для залежності (4) видно, що безпосередньо на вартість листа штрипса із полімерним покриття буде впливати взаємодія двох факторів – товщини листа та наявності полімерного покриття. Тобто іншими словами, вартість полімерного покриття залежить від товщини сталевго листа на яке воно наноситься. Прибравши взаємодії, які практично не впливають на вартість можемо отримати спрощену формулу (5).

$$P=311+81,89 \cdot PE+46,94 \cdot T+3,6 \cdot Z+13,57 \cdot T \cdot PE \quad (5)$$

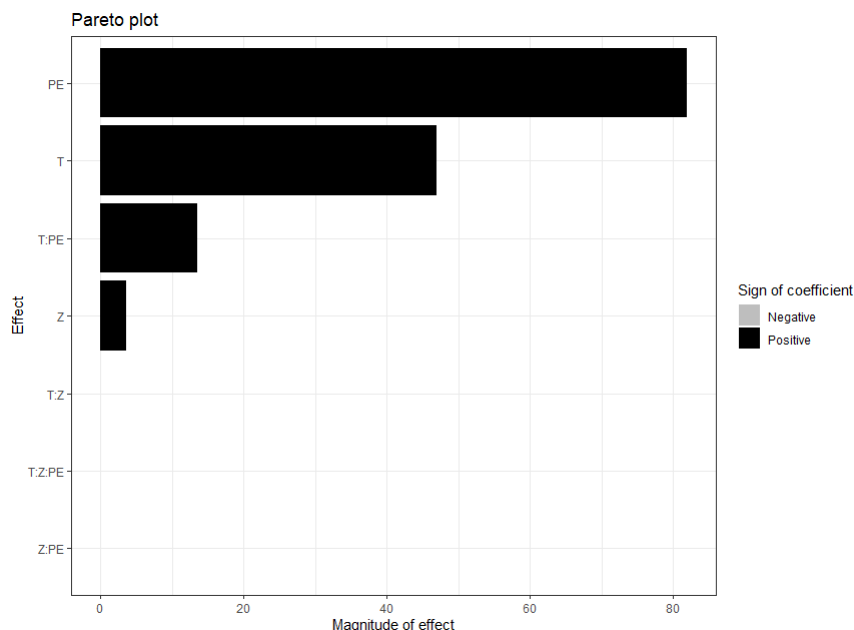


Рисунок 2 – Діаграма впливу товщини сталевго листа (Т), густини цинкового покриття (Z) та наявності полімерного покриття (PE) на вартість листа з покриттям

Отримана залежність (5) та діаграма на рисунку 2 вказують на значну долю у вартості 1 мп штрипсу полімерного покриття. Також варто зазначити, що здорожчання рулону з полімерним покриття буде відбуватися при збільшенні товщини сталі настилу, в той час коли збільшення вартості штрипсу із цинковим покриття не відбувалось при збільшенні товщини сталевгої частини.

Таблиця 2 – Доля вартості цинкового покриття та полімер-цинкового покриття у вартості 1мп рулону

Товщина рулону, мм	Z100	Z140	Z180	Z200	Z100+PE	Z140+PE	Z180+PE	Z200+PE
0,45	6,4%	9,0%	11,5%	12,9%	34,9%	37,5%	40,0%	41,4%
0,48	6,0%	8,4%	10,8%	12,1%	34,4%	36,8%	39,2%	40,4%
0,5	5,8%	8,1%	10,5%	11,7%	34,4%	36,7%	39,0%	40,3%
0,55	5,5%	7,7%	9,9%	11,1%	34,0%	36,2%	38,3%	39,5%
0,6	4,8%	6,8%	8,7%	9,6%	33,4%	35,3%	37,2%	38,2%
0,65	4,6%	6,5%	8,3%	9,2%	32,9%	34,7%	36,5%	37,5%
0,7	4,4%	6,0%	7,8%	8,8%	32,9%	34,5%	36,3%	37,2%
0,8	3,6%	5,0%	6,4%	7,2%	32,3%	33,7%	35,1%	35,9%
1,2	2,9%	4,1%	5,3%	5,8%	32,5%	33,7%	34,9%	35,4%

Таким чином, можна зробити висновок, що доля вартості покриття в ціні 1мп штрипсу для виготовлення профільованого настилу становить від 3 до 13% для цинкового покриття Z100...Z200 та 33-42% для полімер-цинкового покриття. При виборі раціонального перерізу настилу рекомендується проводити оцінку вартості рішення на основі формули (5).

Acknowledgements: This research is provided within the project “Influence of geometrical parameters on load-bearing capacity of steel trapezoidal profiled decks”, which was funded by the National Scholarship Programme of the Slovak Republic for the Support of Mobility of Students, PhD Students, University Teachers, Researchers and Artists.

Список літератури

1. Семко В.О. Сталеві холодноформовані тонкостінні конструкції: монографія / В. О. Семко. – Полтава: ТОВ “АСМІ”, 2017. – 325 с. <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.30217.77928>

DECISION SUPPORT IN THE SELECTION OF MATERIAL SOLUTIONS FOR BUILDING PARTITIONS

Karol Skiba, *MEng., Faculty of Civil Engineering and Resource Management, e-mail: kskiba@student.agh.edu.pl*

Roman Kinasz, *professor (Full), PhD. D.Sc. Eng., professor of the Department Geomechanics, Civil Engineering and Geotechnics, Faculty of Civil Engineering and Resource Management, e-mail: rkinash@agh.edu.pl*
AGH University of Science and Technology in Krakow, Poland

The decision-making problems at the building design stage are some of the most significant challenges faced by the designers. Along with the growing importance of energy efficiency in buildings, there are decision-making issues in the selection of building material solutions. To improve energy efficiency in the construction sector, the legislature tightens the requirements for building insulation. Many solutions in the building materials market can actually meet these technical requirements. The idea of sustainable development in construction comes down to increasing the efficiency of the entire project in economic, environmental, and social aspects. The presented paper discusses which solutions are optimal from the point of view of sustainable development.

The work aims to create a ranking of material solutions for the external wall partition in sustainable development aspects. The results were also subjected to comparative analysis concerning the technical requirements in Poland.

The most common material solutions for the external wall in single-family housing were analyzed. The choice of external wall components is one of the first design decisions for a new building. According to the technical requirements of the Polish legislator, the minimum required heat transfer coefficient for an external wall is $0.2 \text{ [W/m}^2 \cdot \text{K]}$. Many material solutions on the market can meet the requirements in appropriate configurations with a layer of insulation. The work includes an environmental, economic, and social analysis of various configurations of the construction element and the thermal insulation layer. The most common building materials for construction elements used in traditional masonry technology are ceramic blocks, cellular concrete blocks, and silicate blocks. To carry out calculations of possible connections with the insulation layer, the insulation material was selected: expanded polystyrene foam with a thermal conductivity coefficient of $0.033 \text{ [W/m} \cdot \text{K]}$ and all thicknesses found in the manufacturer's catalogues ranging from 8 [cm] to 20 [cm]. Approximately 160 different configurations of the external wall partition were created and analyzed in terms of sustainability aspects.

The economic analysis of the studied variants was based on the calculation of the price of building materials needed to make $1 \text{ [m}^2]$ of the external wall. The price of the construction component also includes the cost of mortar suitable for a given variant. Then, depending on the specific thickness of thermal insulation, the cost of $1 \text{ [m}^2]$ of expanded polystyrene foam was included. The analysis was based on price lists and catalogues of construction materials provided by manufacturers.

The analysis of the social aspects was based on the heat transfer coefficient of the external wall. This parameter affects the thermal comfort of the building user. The coefficient is also related to the energy efficiency of the building. Its value determines the operating costs of heating the building, which affects the costs of the entire life cycle of the building. The value of the coefficient is related to the costs of building materials. The greater the economic costs incurred at the construction stage of the facility in the form of the purchase of building materials with a diminished thermal coefficient, the lower were the operating costs at the stage of using the facility. Better insulation of the building has an impact on lower consumption of primary energy carriers. The value of the coefficient was calculated by substituting equation (1):

$$U = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{\lambda_i} \quad (1)$$

U – heat transfer coefficient of the external wall [$\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$],

d_i – thickness of the i^{th} element of the external wall [m],

λ_i – thermal conductivity coefficient of i^{th} element of the external wall [$\text{W}/\text{m} \cdot \text{K}$].

Environmental aspects were based on the calculation of the Ecopoint indicator (E_{1p}). The assessment of the environmental impact of building materials was based on the calculation of the impact from the first phase of the construction product life, covering the production stage (raw material supply, transport, manufacturing of products). The assessment is based on the calculation of eleven characteristic environmental indicators (S_{1te}) [1], e.g. global warming potential (GWP) or depletion potential of the stratospheric ozone layer (ODP) determined based on environmental product declarations (EPD). These values were normalized by referring them to reference values reflecting the annual environmental impact per 1 European citizen (R_{1e}) and the weights of each indicator (w_{1e}) [2]. The Ecopoint indicator was calculated based on equation (2):

$$E_p = \sum_{e=1}^{n_e} \left(\frac{S_{te}}{R_e} * w_e \right) \quad (2)$$

S_{te} – characteristic indicator describing e^{th} category of environmental impact per 1 [m^2],

R_e – reference value for e^{th} category of environmental impacts,

w_e – weight of e^{th} environmental impact category.

The aspects of sustainable development are important criteria in the decision-making process regarding the choice of material solutions for external walls in single-family housing. In the analyzed case, all values are destimulants and their ideal solutions tend to be a minimum. All aspects were normalized to rank them using the Technique for Order of Preference by Similarity to Ideal Solution (TOPSIS) [3]. The distance method consists in determining the distance of considered variants to ideal solutions and their opposites. The best variant is expressed by the smallest distance from the ideal variant and at the same time the greatest distance from the anti-ideal solution. Determination of the ranking value is described by the formula (3):

$$d_t = \frac{d_t^-}{\sqrt{(d_t^+)^2 + (d_t^-)^2}} \quad (3)$$

d_t^+ – distance of the t^{th} variant from the ideal solution,

d_t^- – distance of the t^{th} variant from the anti-ideal solution.

Based on the results of the TOPSIS analysis, a ranking list of all possible configurations of the components of the building partition of the external wall was created. Carrying out the analysis provides a method to support decision-making in the construction process. It could be a primary tool to support the designer at the stage of the building design.

References

1. Mundy J. The Green Guide Explained. BRE Center for Sustainable Products, 2015 [Online]. Accessed: Apr . 03, 2023. Available: http://www.bre.co.uk/filelibrary/greenguide/PDF/The-Green-GuideExplained_March2015.pdf
2. Abbe O. and Hamilton L. BRE Global Environmental Weighting for Construction Products using Selected Parameters from EN 15804, 2017, Accessed: Apr . 03, 2023. [Online]. Available: https://www.bre.co.uk/filelibrary/Materials/Environmental-weightings-15804_final.pdf
3. Hwang C.-L. and Yoon K. Multiple Attribute Decision Making, vol. 186, 1981, doi:10.1007/978-3-642-48318-9

UDK 336.717

USING THE SCAD SOFTWARE TO CREATE A BUILDING MODEL WITH A MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE FRAME

A. Zharova, lecturer

Z. Anosova, lecturer

Kropyvnytskyi College of Construction

A. Tykhyi, assoc. prof.

M. Pashynskyi, senior lecturer.

Central Ukrainian National Technical University

Constructions of buildings and structures must be reliable under all loads and actions and transfer them to the soil. Reliability and durability of structures, which is ensured in the process of construction by using high-quality materials and observing the technology of work, may decrease during operation under the influence of various factors. Since most factors are random, the reliability and durability of structures are determined by the laws of probability theory.

The influence of operating conditions (the time factor, different loading regimes, the development of non-uniform deformations of the foundation) on the stress-strain state (STS) of structures and buildings as a whole is related to the problems of reconstruction. In this case, it is necessary to establish the technical condition of the structures, to justify the possibility of extending their service life, and to make a decision on the possibility of their further operation or the need to perform strengthening works.

Complex studies of concrete, reinforced concrete and composite steel and concrete have been conducted on the basis of the research institute "Agroproekt" LLC in recent years. The deformation diagrams under uniform and non-uniform loading were investigated, the influence on the parameters of the concrete compression diagram and STS of reinforced concrete (RCC) structures of repeated short-term and sign-changing load regimes was established.

Based on the results of the research, methods of calculating RCC structures have been developed, based on the use of real material deformation diagrams. These methods make it possible to take into account the change in cross-section stiffness both when calculating individual structures and buildings and structures as a whole.

Despite the adoption of DBN V. 2.6-160: 2010 [1], practical methods of calculating composite steel and concrete structures (CSCS) under different types of loads (short-term or long-term) and regimes (one-time, repeated, sign-changing) require further development. In recent years, buildings with a monolithic reinforced concrete frame or with a steel frame and monolithic reinforced concrete floors have been widely used. The calculation of such structures should be performed using the finite element method (FEM). An adequate design model of the FEM must take into account all the properties of the structural elements that make up the structure.

Since it is necessary to perform calculations for two groups of limit states when choosing design solutions, it is necessary to create two calculation models:

- Simplified model for calculating reinforced concrete slabs when designing new structures or checking the amount of existing reinforcement (model 1);
- Full model, that is practically same as the existing structure, for determining deflections and movements (model 2).

When calculating model 1, the limit values of the loads are obtained in accordance with the requirements [2-3]. As a result of the calculation, we get the reinforcement parameters (when using the SCAD complex).

Model 2 is used with characteristic values of load. As a result of the calculation, we get the numerical values of the structural deformations.

Let's analyze some calculation results of the composite steel and concrete floor of the "Foxtrot" shopping center in Kropyvnytskyi. The building is a three-story, rectangular in plan multi-span frame structure in both directions. The span of the columns in the longitudinal and transverse directions is 9 m, the height of the floor is 5.25 m.

The frame is a spatial frame system consisting of rigidly interconnected steel columns and crossbars. The crossbars are located in two directions (Fig. 1, 2). Columns are rigidly connected to monolithic reinforced concrete foundations.



Fig. 1. View of a steel-reinforced concrete floor fragment



Fig. 2. The joint of the steel beams on the column

Spatial rigidity of the frame is provided by the joint work of rigidly interconnected elements (columns and crossbars), horizontal disks of floors and roofing.

The fragment of the ceiling is calculated taking into account the joint work of steel crossbars, auxiliary beams and a continuous reinforced concrete slab with a thickness of 160 mm.

Model 1 and Model 2 were developed to determine the STS, slab reinforcement and stress in steel beams. The calculation results of Model 1 made it possible to determine the slab reinforcement. As a result of the model 2 calculation, isofields of vertical movements of crossbars and beams were obtained.

The practical use of the method was determined by the need to conduct an inspection of the floor structures above the first floor in the built-in non-residential premises of a residential building at the address of the street. Vokzalna, 66 in the Fortechnyi district of the city of Kropyvnytskyi in axes 21-25/AA-B that arose due to the need to arrange openings for the installation of elevators and placement of commercial equipment on the floor.

The building consists of two, complex in plan, two-story parts, separated by a deformation seam along axis 21. The building is a complex structural system made of monolithic reinforced concrete. Columns and diaphragms are the vertical supporting elements, which are connected to each other in a single spatial system by slabs of the ceiling and roofing.

The spatial rigidity and stability of the building is ensured by the joint work of the columns, diaphragms, horizontal discs of the floor and the walls embedded in the foundations.

It is planned to place a cafe and a flower shop in the building with a characteristic value of the load of 5...8 kPa (500...800 kg/m²). Due to the fact that the project did not initially provide for the placement of

freight elevators, in order to justify the possibility of arranging the openings, an inspection of the structures was performed with an opening to determine the compliance of the actual reinforcement with the design, as well as the necessary calculations of the structures taking into account the arrangement of the openings. On the basis of the performed work, assessment of the technical condition and substantiation of the possibility of arranging the holes, the working documentation for the arrangement of the holes in the ceiling above the first floor was developed.

According to the results of the performed examination, it was established that the structures of the floor, columns and diaphragms at the level of the first floor have no defects and damage that would indicate the beginning of destruction.

Determination of the reinforcement parameters was carried out by a destructive method by cutting out fragments of slabs in the places where the holes are arranged. It was established that the applied reinforcing meshes mainly correspond to the project. The diameter of the working rods corresponds to the project, the location of the nets in plan and additional reinforcement at the points of contact with the columns as a whole also corresponded to the project. The location of the grids within the height of the slab turned out to be inconsistent with the project (the height offset of the grids was observed). The obtained data were taken into account when performing verification calculations of the floor above the first floor, taking into account the arrangement of the openings.

The calculation scheme was modeled taking into account reinforcement by metal elements, the connecting pins for the elements in axes 21-24/AA-A $\varnothing 24$ mm are set to CE-55 with stiffness for steel 09Г2С, since the pins perceive stretching and shear (Fig. 3). The loads in the calculation scheme were set according to the design data (from the weight of the structures) and in accordance with the customer's task.

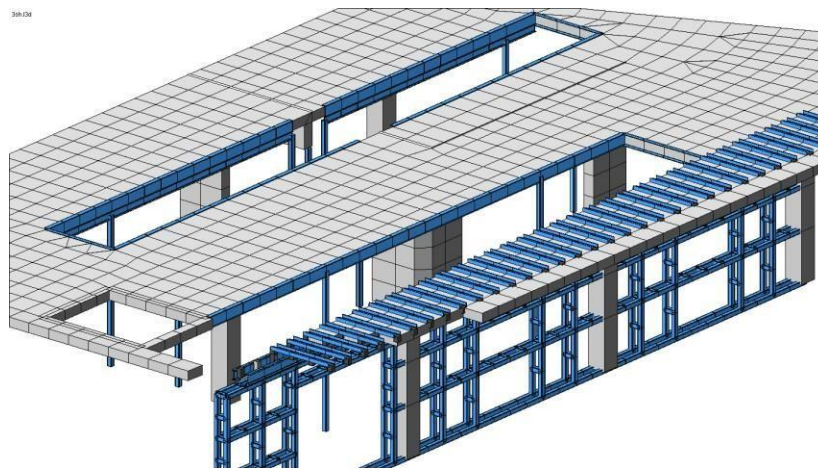


Fig. 3. Fragment of the calculation scheme in axes 21-24 (3d image)

According to the results of the examination and FEM calculations, a project was developed to strengthen the structures in the places where the holes were arranged. The nature of the deformation of the floor slab in the place of the intended location of the holes is determined taking into account the presence of supporting steel structures. The results of the calculations show that the deformations of the floor structures do not exceed the values determined by the current regulatory documents.

Reference list

1. ДБН В.2.6.-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення – К.: Міненергобуд, 2011. – 70 с.
2. ДБН В. 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2000.

УДК 624.012.35:620.173

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ АРКИ З ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ НА ДІЮ МАЛОЦИКЛОВИХ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Євгеній Бабич, *д.т.н., професор*

Богдан Караван, *аспірант, b.v.karavan@nuwm.edu.ua*

Національний університет водного господарства та природокористування

Залізобетонні арочні конструкції широко використовуються в будівництві, починаючи від перемичок віконних проїомів, до конструкцій покриття промислових та цивільних будівель (у тому числі у складі діафрагм оболонок), споруд спортивного призначення, несучих прогонових конструкцій мостів і переходів, акведуків.

Міцність бетонів, може досягати 80÷150 МПа, а норми проектування в Україні для конструкцій з таких бетонів знаходяться у стадії розробки [2, 4, 5]. Враховуючи незначну кількість експериментальних досліджень залізобетонних арочних конструкцій та відсутність таких досліджень арок виготовлених з високоміцних бетонів, є актуальним вивчення експериментальним шляхом напружено-деформованого стану арок з високоміцних бетонів на дію силових впливів різного характеру та інтенсивності.

Для виконання експериментальних досліджень виготовили основний дослідний зразок у вигляді пологої двошарнірної залізобетонної арки із затяжкою з високоміцного бетону класу С75 та допоміжні зразки – куби і призми для визначення фізико-механічних характеристик бетону [1]. Арка мала розрахунковий проліт $L = 200$ см, повну висоту $H = 52$ см, стрілу підйому $f = 40$ см та поперечний переріз криволінійного поясу $10(b) \times 14(h)$ см (рис.1). Механічні характеристики бетону (кубова і призмочна міцності) при одноразовому короточасному навантаженні визначались за стандартними методиками.

Бетон виготовлявся за складом Ц:Щ:П=1:1,70:1,36 при В/Ц=0,22 з добавкою 10% від кількості води суперпластифікатора. В якості крупного заповнювача використовувався гранітний щебінь фракції 5...20 мм, а дрібного – кварцовий пісок із модулем крупності 1,8. В'язучим матеріалом слугував портландцемент марки М500. При розрахунку складу бетону використовувалися рекомендації наведені в роботі [3]. Армування арок – симетричне, виконувалось за допомогою плоского в'язаного каркасу, стержні робочої поздовжньої арматури – $\varnothing 10$ А500С, поперечна арматура каркасу – з дроту діаметром 4 мм Вр-1 із кроком 70 мм. В якості затяжки прийняли арматурний стержень діаметром 16 мм А500С. Арки виготовляли в дерев'яно-пластиковій опалубці, бетонну суміш ущільнювали глибинним вібратором (рис.2).

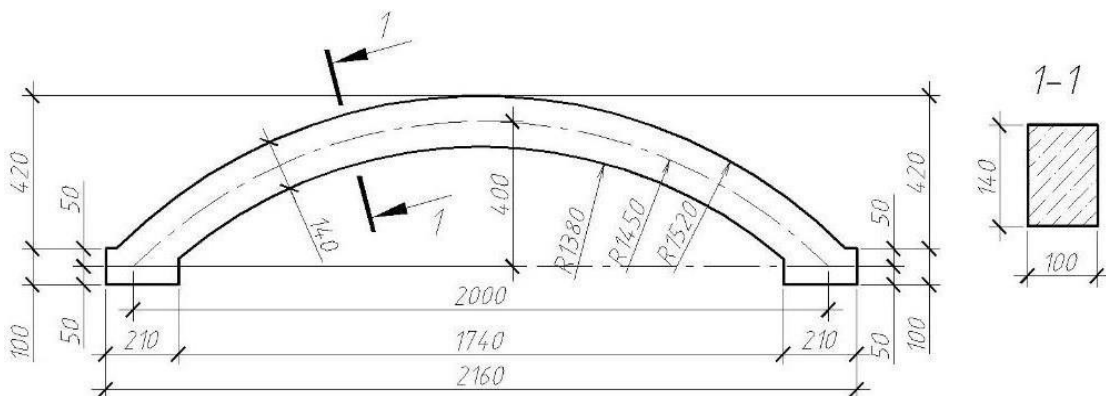
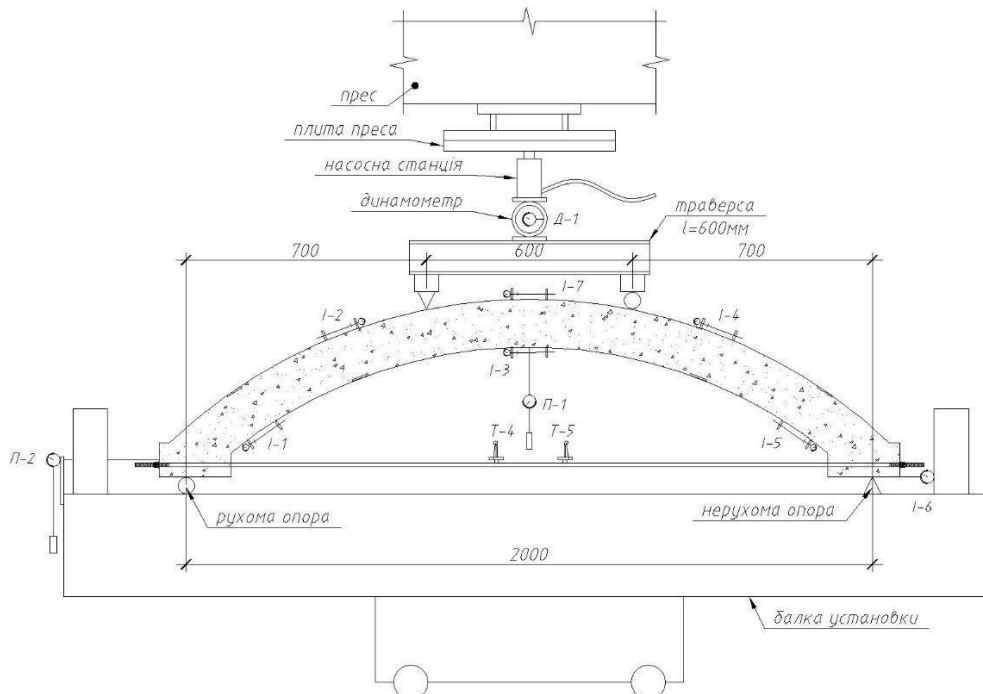


Рисунок 1. Опалубне креслення дослідного зразка арки (розміри в мм).



Рисунок 2. Дослідний зразок арки в процесі виготовлення

Арка випробовувалась в установці, змонтованій на базі гідравлічного преса УИМ-200. Навантаження арки здійснювали за допомогою гідравлічної насосної станції ступенями, величина яких складала 5 кН. Використовуючи жорстку траверсу навантаження прикладали до поясу арки у вигляді двох зосереджених сил. На кожному ступені навантаження влаштовували витримку протягом 5-15 хв для зняття відліків за приладами, стабілізації деформацій у бетоні та фіксації параметрів тріщиноутворення й ширини розкриття тріщин у поясі арки. На ступенях навантаження деформації розтягу і стиску арматури й зтяжки вимірювали за тензометрами Гугенбергера на базі 20 мм з ціною поділки 0,001 мм. Деформації бетону розтягу і стиску фіксували механічними індикаторами годинникового типу 1(2)МИГ з ціною поділки 0,001(2) мм на базі в середньому 100 мм, які фіксувалися на арку за допомогою металевих тримачів, приклеєних до бетонної поверхні епоксидним клеєм. Прогин арки вимірювали в середині прольоту за допомогою прогиноміра 6ПАО з ціною поділки 0,01 мм. Також за допомогою прогиноміра 6ПАО та індикатора годинникового типу ИЧ-10м з ціною поділки 0,01 мм вимірювали переміщення арки на двох її опорах. Загальний вигляд дослідної арки в установці наведений на рис. 3



де: Т-4, Т-5 – тензометр Гугенбергера; I-1, I-2, I-3, I-4, I-5, I-7 – індикатор годинникового типу 1(2)МИГ; I-6 – індикатор ИЧ-10м; П-1, П-2 – прогиномір 6ПАО; Д-1 – динамометр.

Рисунок 3. Загальний вигляд дослідного зразка арки в установці

Дослідна залізобетонна арка з зтяжкою випробовувалась на дію статичного короткочасного малоциклового повторного навантаження до руйнування (рис.4). За

результатами випробування арки визначили руйнівну силу F_u , яка в даному дослідженні приймалась в якості критичного руйнівного навантаження.

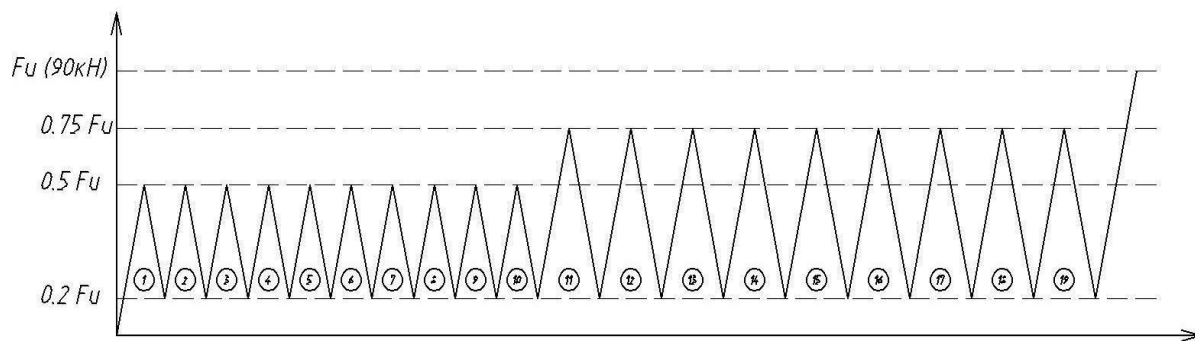


Рисунок 4. Схема навантаження дослідної арки по циклам

Випробувані у віці 28 діб в гідравлічному пресі П-250 бетонні куби мали середню міцність $f_{cm,cube} = 88,5$ МПа. Середня міцність бетонних призм у віці 28 діб і становила $f_{cm,prism} = 75$ МПа. На діаграмі $(\sigma_c - \epsilon_c)$ між напруженнями та деформаціями високоміцного бетону спостерігається практично лінійна залежність аж до руйнування. Граничне значення відносної деформації бетону стиску становило $\epsilon_{cu} = 180 \dots 200 \times 10^{-5}$. Механічні характеристики стержнів робочої поздовжньої арматури діаметром 10 мм А500С визначалися за результатами випробувань трьох зразків довжиною по 50 см в розривній машині УИМ-50. За результатами випробувань встановлено, що межа текучості стержнів арматури складає $\sigma_y = 522,3$ МПа, а межа міцності – $\sigma_u = 634,4$ МПа.

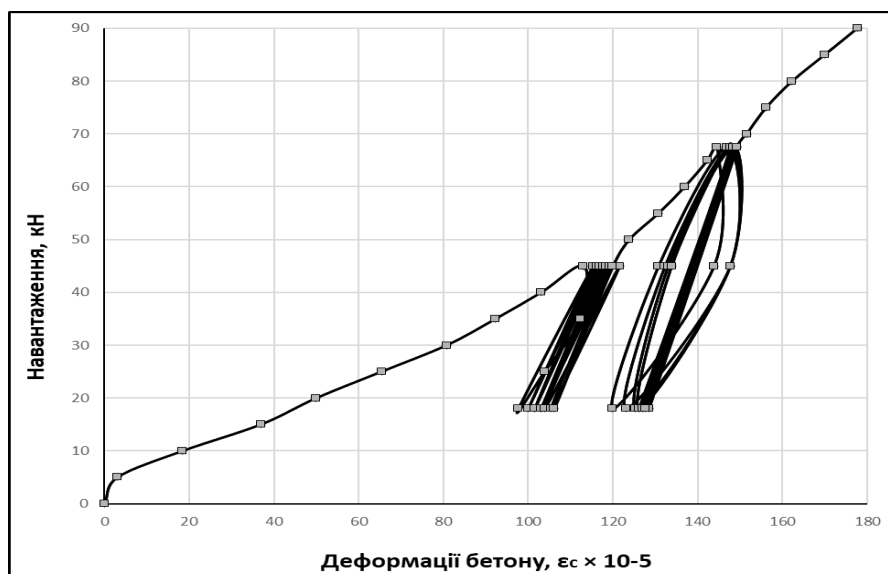


Рисунок 5. Відносні деформації бетону у стиснутій зоні поясу арки по індикатору I-7

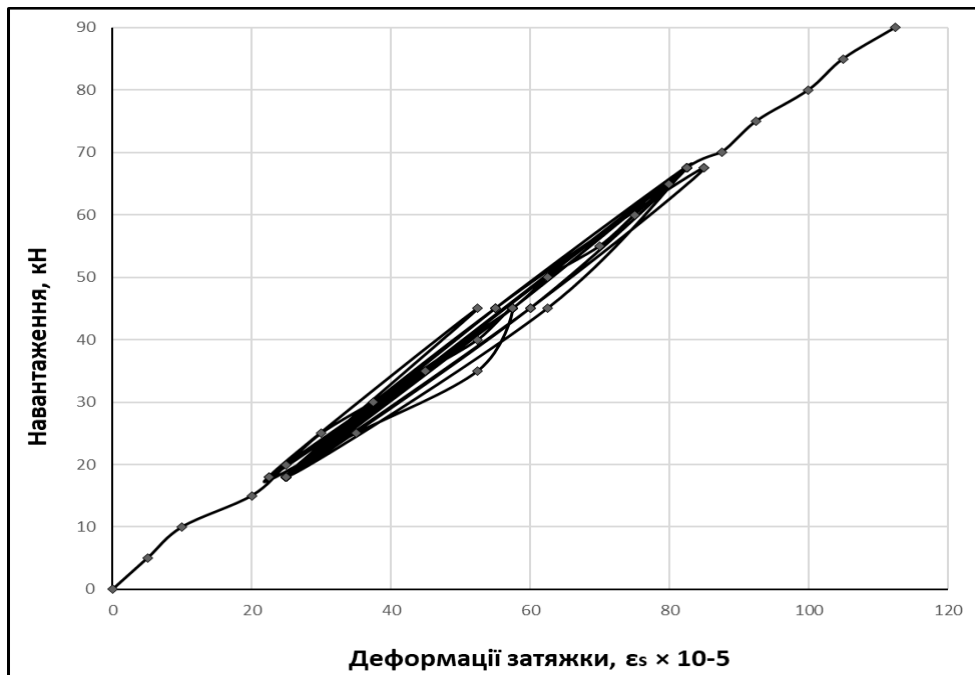


Рисунок 6. Відносні деформації в зтяжці арки

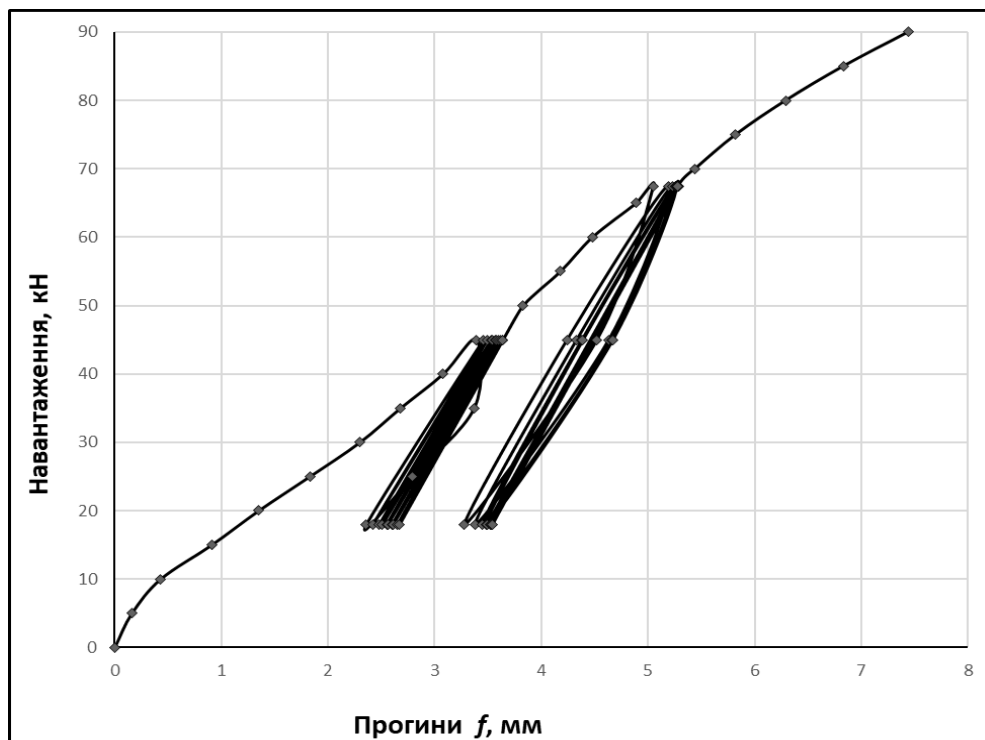


Рисунок 7. Залежність прогину арки від навантаження

На основі проведених експериментальних досліджень можна зробити наступні висновки:

- В двошарній залізобетонній арці з зтяжкою виготовленої із високоміцного бетону відбувається зростання пластичних деформацій у бетоні, зміна напружено-деформованого стану з перерозподілом внутрішніх зусиль у перерізах верхнього поясу по його довжині. Пояс арки працює як стиснуто-зігнутий елемент.

- Відносні деформації бетону стиску при руйнуванні арки досягли граничних значень. На циклах повторного навантаження, без збільшення його рівня, спостерігається стабілізація деформацій у стиснутому бетоні і він працює практично пружно з незначним приростом частки пластичних деформацій.

- Відносні деформації у стиснутій та розтягнутій робочій арматурі поясу арки за руйнівного навантаження були меншими за значення деформацій на межі текучості сталі. Деформації розтягу арматури зтяжки лінійно збільшувались залежно від навантажень.
- Залежність зміни прогину в середині прольоту арки від навантажень до руйнування має лінійний характер. Перші тріщини в поясі арки з високоміцного бетону утворюються за рівня навантаження $F=0,75F_u$, при постійному рівні (менше за $0,75F_u$) повторного навантаження нові тріщини не утворюються, а розвиток існуючих тріщин стабілізується.

Список літератури

1. ДСТУ Б В.2.6–156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону: правила проектування. Київ: Мінрегіонбуд України. 2011. 118с.
2. Бабич Є. М., Кочкаръов В. Д., Філіпчук С. В., Караван Б. В. Конструктивні рішення та розрахунок елементів захисних споруд цивільного захисту з залізобетонними арочними покриттями // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. Рівне: «Волинськіобереги».2021. Випуск 39. С. 162–176.3.
3. Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібробетони /Дворкін Л. Й., Бабич Є. М., Житковський В. В. та інші. Рівне: НУВГП. 2017. 331 с.
4. Бабич Є. М., Кислюк Д. Я. Моделювання напружено-деформованого стану двохшарнірних залізобетонних арок в ПК «Ліра» // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. Рівне: НУВГП. 2011. Випуск 21. С. 115–120.
5. Караван Б.В. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних арок з високоміцного бетону// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. Рівне: НУВГП. 2022. Випуск 41. С. 135–143.

УДК 624.012.35

ВЕРТИКАЛЬНИЙ СТИК МІЖ ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ СТІНОВИМИ ПАНЕЛЯМИНА ГНУЧКИХ ПЕТЛЯХ

Олександр Бульбаха, аспірант
alexander.48.bkh@gmail.com

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

В існуючій структурі будівництва великопанельні будинки є дешевшими, ніж каркасні монолітні або збірно-монолітні, а також із несучими цегляними стінами. Це пов'язано з їх підвищеною індустріалізацією, зниженням кількості монтажних робіт, використанням типових рішень, зменшенням термінів будівництва. Заводські умови виготовлення стінових панелей дозволяють контролювати та забезпечувати вимоги що до їх якості. Експлуатаційні властивості панельного будинку багато в чому залежать від прийнятого конструктивного рішення стиків, зокрема вертикальних міжпанельних.

У практиці великопанельного домобудівництва застосовують вертикальні як безшпонкові, так і шпонкові стики, останні мають більшу жорсткість і кращі ізоляційні властивості. Вертикальні залізобетонні шпонкові стики влаштовують шляхом з'єднання випусків арматури з торців панелей з подальшим замоноличуванням порожнини стику.

Традиційний варіант – стик «Передерія» [1] передбачає з'єднання панелей шляхом напуску петльових випусків стержневої арматури на торцях сусідніх панелей, пропуску через них анкерного стержня з наступним замоноличуванням (рис. 1, а). Недоліками даного типу в'язей є, перш за все: необхідність забезпечення проектного класу бетону замоноличування стику; застосування дублюючих зв'язків або додаткових монтажних пристосувань на період набору ним міцності для забезпечення просторової жорсткості; складність ведення робіт у зимовий час; необхідність влаштування петльових випусків у торцях панелей, що значно ускладнює їх виготовлення (необхідно передбачати отвори в опалубці для пропуску петель, які можуть мати різний крок) та монтаж (петлі потрібно загинати, вони можуть пошкодити торці панелей).

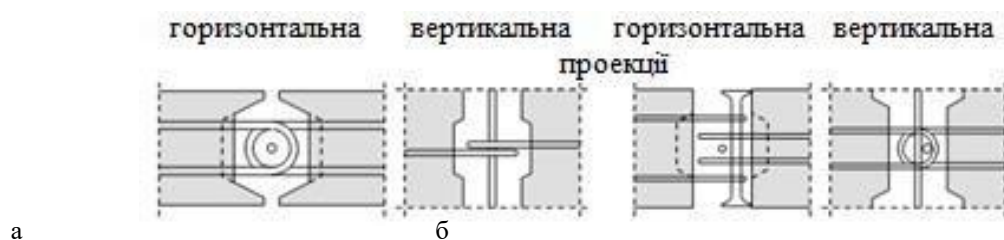


Рисунок 1 – Конструкція традиційного (а) та вдосконаленого (б) стику стінових панелей з петельними випусками

Прикладом вдосконалення традиційних стиків із арматурними петлями являється конструкція, запропонована в [2]. Головна її відмінність полягає в орієнтації та розташуванні арматурних петель, котрі розміщуються у вертикальній площині із різною відстанню між ними для суміжних панелей (рис. 1, б). Аналогічно класичному рішенню наявна вертикальна арматура, крім того передбачене додаткове анкерування у горизонтальній площині стержнями двотаврового профілю (рис. 1, б).

Компанією «Reikko» (Фінляндія) [3] розроблений метод улаштування вертикальних монолітних шпонкових стиків із петльовим поперечним армуванням, в якому використовуються тросові петлі замість жорстких (рис. 2), що спрощує виготовлення та монтаж панелей. Конструкція PVL являє собою металеву коробку з тонкої жерсті, всередині якої знаходиться тросова петля з нержавіючої сталі діаметром 6 мм. Після відкриття коробки петля займає проектне положення: перпендикулярно опорній площині. Кінці троса

петлі з її зовнішньої (задньої) сторони з'єднані між собою й обтиснуті сталевю втулкою. При виготовленні панелей закриті коробки з вкладеними в них гнучкими петлями, встановлюють у торці несучого шару панелі анкером всередину. Після звільнення і виправлення всіх петель у вертикальному стику крізь них пропускається анкерний стержень довжиною, що дорівнює довжині шва (висоті поверху).

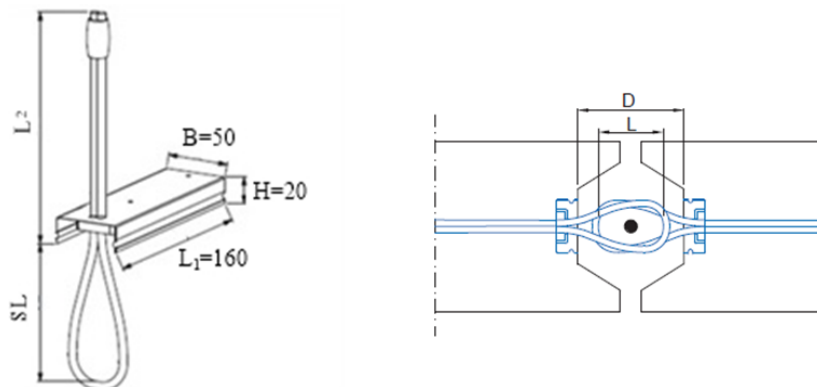


Рисунок 2 – Конструктивна схема виробу PVL та стику: SL – довжина петлі; D – габарит шпонкового стику; L₂ – довжина анкеровання; L – напуск петель; L₁×B×H – габарити корпусу петлі

Стикування панелей на тросових петлях потребує дотримання певних правил монтажу, обмеження деформацій петель, контролю якості класу бетонної суміші не нижче C25/30. При монтажу панелей допускається їх деформація, але не більше ніж на кут 50°, та зміщення по горизонталі від проектного положення не більше ніж 12 мм (рис. 3, рис. 4). Якщо відхилення по горизонталі перевищує зазначене, то відбувається зменшення несучої здатності з 250 – 300 кН (відхилення 12 мм) до 150 кН (відхилення 32 мм), і навіть 140 кН при максимальному відхиленні 40 мм (рис. 4). Отже це дозволяє частково нівелювати людський фактор при зведенні будівлі.



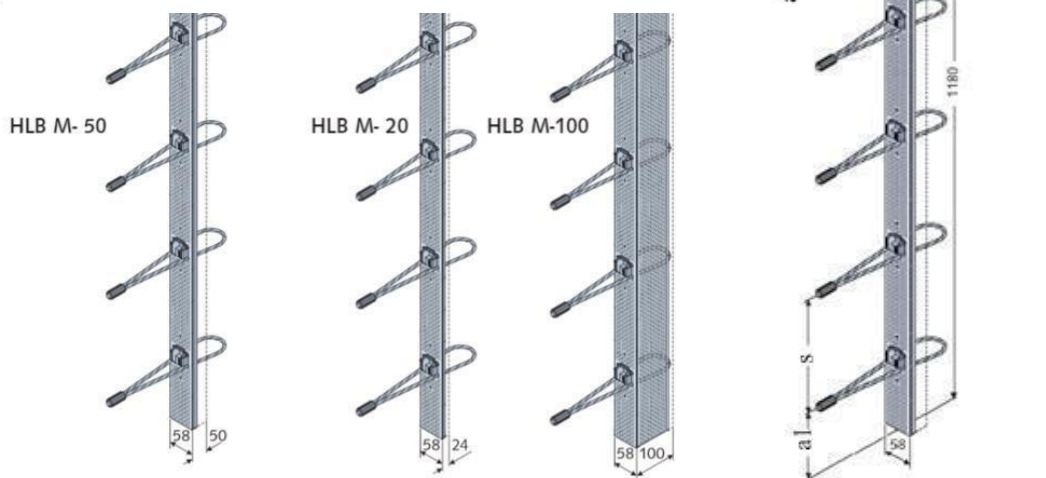
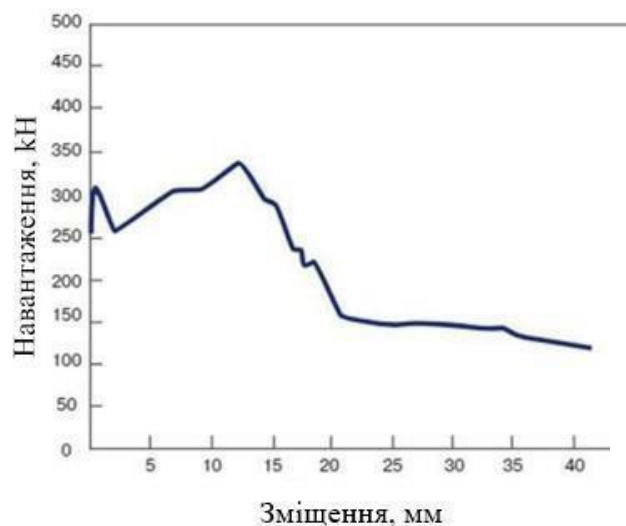
Рисунок 3 – Схема роботи петлі при встановленні з ухилом

Графік (рис.4) побудований на основі результатів, отриманих згідно програми випробувань компанії Reikko, досліди були проведені в лабораторії Науково-дослідницького інституту VTT в Фінляндії. При використанні спеціального цементного розчину з більш високою міцністю при стиску, можливо отримати більш високі показники несучої здатності.

Крім тросових петель PVL, застосовують петлі HLB [4]. Їх конструктив подібний та характеризується наступним (рис. 5): петлі при відкриванні кришки автоматично встановлюються в робоче положення; декілька коробок з тросами можуть бути об'єднанні в одну систему, що спрощує монтаж при виготовленні панелі та забезпечує більшу міцність.

Рисунок4 – Залежність від зміщення петлі від положення в

HLB M
Декілька тросових
коробок для
несучих чи конструк-
тивних з'єднань



одношпонковому стику з діаметром тросу 6 мм

Рисунок5– Типи стиків HLB

Метод з'єднання на тросових петлях дозволяє використовувати опалубку стінової панелі багаторазово, індивідуально змінювати крок і розташування шпонок, суттєво спрощується монтаж панелей і підвищує якість стиків.

Задача подальшого дослідження полягає у наданні пропозицій щодо методики розрахунку зазначених стиків.

Список літератури

1. Передерий Г.П. Железобетонные мосты. / Г.П. Передерий – М.: Трансжелдориздат, 1951. – 268 с.
2. Jesper H. Sørensen Construction-friendly ductile shear joints for precast concrete panels /H. Jesper, H. Sørensen, Linh C. Hoang, G. Fischer and John F. Olesen// Technical University of Denmark. – Lyngby, 2015.
3. <https://www.peikko.com/products/product/pvl-connecting-loop/technical-information/>
4. https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/reinforcementsystems/HLB_16-E.pdf

УДК 621.879.3.064.2: 625.73

АКТУАЛЬНІ ПИТАННЯ УДОСКОНАЛЕННЯ РОБОЧИХ ОРГАНІВ БУЛЬДОЗЕРІВ ТА ГРУНТОУЩІЛЬНЮВАЛЬНИХ МАШИН

Казимир Главацький, доцент, к.т.н.

Український державний університет науки і технологій,

kazimir.glavatskij@gmail.com

Сучасний рівень якості та енергоефективності машин для земляних робіт вимагає нових науково обґрунтованих підходів до розробки їх робочого устаткування.

На сьогоднішній день відомі дослідження і конструктивні рішення плоских ножових систем (НС) бульдозерів: традиційного типу із розміщенням ріжучих країв ножів на одній лінії; з виступним середнім ножем (ВСН); з виступними ножами і бічними косинками (ВН і БК), а також просторових НС з розміщенням ножових пластин по прямокутному профілю, а також НС з ножовими пластинами трапецієподібної форми. Їх проведення на рівні наукових робіт свідчить про актуальність розробки нових видів НС для бульдозерів.

Актуальність досліджень і розробки бульдозерного обладнання полягає у тому, щоб підвищити ефективність та продуктивність використання неповоротного бульдозерного відвала за рахунок використання у ньому НС нового типу, а саме, просторової ножової системи (ПНС).

Оскільки запропоновані варіанти використання НС на бульдозерах у науково-технічній літературі відсутні, то запропоновані технічні рішення запатентовані. Таким чином запропонована тема досліджень є актуальною. Крім того, актуальність підтверджується широким використанням бульдозерів у будівництві при створенні різноманітних ґрунтових споруд (доріг, насипів, дамб, тощо).

Основна мета досліджень у цьому напрямку - розробка ефективної конструкції ПНС для неповоротного бульдозерного відвала на основі застосування косоного різання, яку можна використовувати і на інших машинах групи ЗТМ.

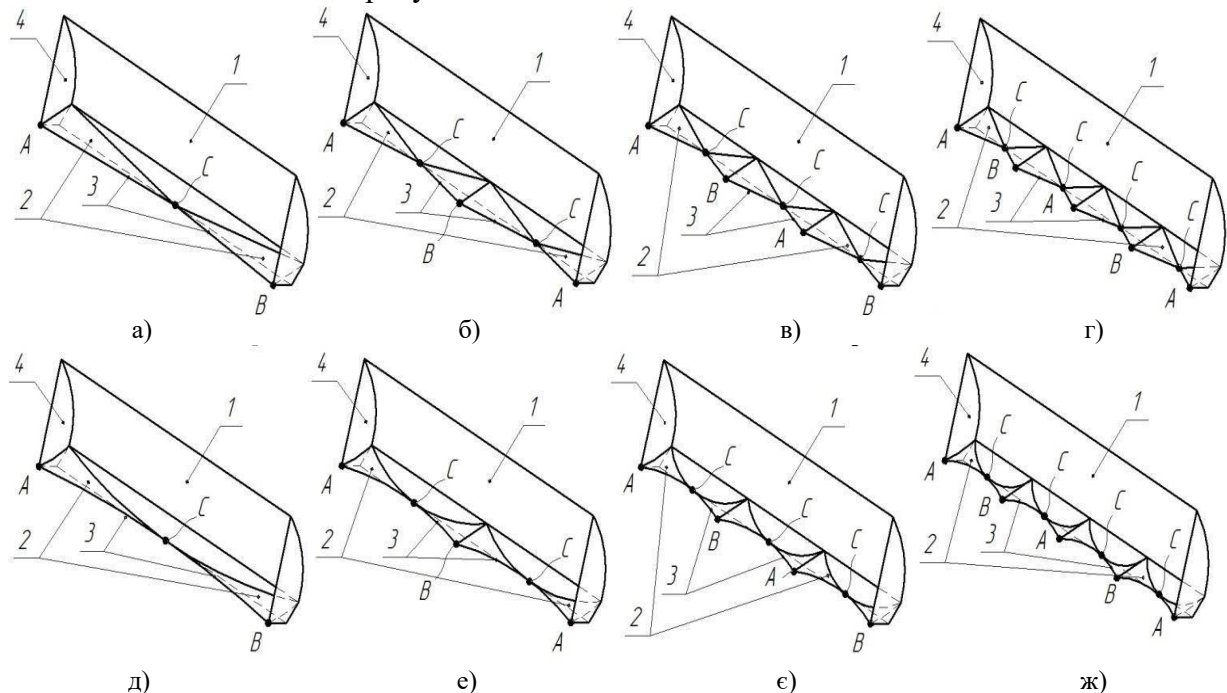
Теоретичні і експериментальні дослідження процесу взаємодії робочих органів (РО) бульдозерів з ґрунтом спрямовані на зниження енергоємності процесу копання ґрунту та зменшення коефіцієнта питомого опору копання.

Технічна задача, що вирішується ПНС, спрямована на зниження енергоємності копання ґрунту бульдозерним відвалом, поліпшення нагромадження та переміщення ґрунту по відвалу і зменшення втрат ґрунту в бокові валики – вирішується шляхом використання виключно косоного копання ґрунту, створення умов спрямування відділеної від масиву ґрунтової стружки всередину призми ґрунту перед відвалом, заміни блокованого копання ґрунту напіввільним чи вільним і утворення плоскої чи неплоскої поверхні ґрунту бульдозерним відвалом.

Запропонований відвал бульдозера з ПНС (рис. 1) включає традиційний неповоротний відвал 1, ріжучі ножі 2 з ріжучими краями 3 та бічні косинки 4. Ріжучі ножі 2 виконані з окремих пластин і з'єднані між собою попарно і з відвалом 1. Ріжучі краї 3, відрізки яких позначені точками *A*, *B*, *C*, ножів 2, можуть знаходитися в одній чи в різних площинах, розташовані симетрично відносно подовжньої вертикальної площини симетрії відвала 1 під заданим кутом між собою у фронтальній і вертикальній проекції, можуть бути прямолінійними чи криволінійними, кількість пар може бути задана, а кут нахилу пластин ножів 2 до горизонталі задається розміщенням ножової системи в межах глибини копання традиційного ножа, або дорівнює його раціональному значенню для бульдозерів. Відвал з ПНС має перевагу тому, що при його роботі створюється безступінчастий розподіл зусиль в межах фрагменту НС. ПНС включає в себе фрагмент, що складається з пари зустрічно направлених ножів.

Конструктивно ПНС можна розмістити з боку лобової площини відвала бульдозера, що характеризується висотою відвала H_B , не враховуючи висоту козирка H_K .

При цьому розміщення ПНС з боку лобової площини відвала бульдозера характеризується розмірами H_1 , H_2 , H_3 . Розміри H_1 і H_2 характеризують пропорційний розподіл загальної товщини стружки $H_{\text{кон}}$, вирізані виступними точками A і B вперед на величину L і вище на величину H_2 точки C ріжучого краю ПНС. Розмір H_3 характеризує розміщення точок A і B попереду і нижче точки C .



А, В, С – характерні точки ріжучих країв; а – г – з однією, двома, трьома, чотирма парами ріжучих прямолінійних ножів; д – ж – те ж криволінійних ножів; 1 - традиційний неповоротний відвал; 2 - ріжучі ножі; 3 - ріжучі краї; 4 - бічні косинки;
Рисунок 1 - Відвали бульдозера з ПНС

Інтенсифікація процесу ущільнення насипного ґрунту можлива, зокрема, за рахунок прискорення його ущільнення шляхом збільшення робочих напружень на поверхні контакту РО з ґрунтом. Для усунення можливості вислизання ґрунту з-під РО внаслідок його пластичних деформацій пропонується розробка нових конструкцій РО ґрунтоущільнювальних машин (ГУМ) зі спеціальними профільними робочими поверхнями для підвищення ефективності ведення робіт. Створення нових РО відстає від сучасних технологічних вимог, що пред'являються до машин, задіяних у поопераційній технології ущільнення через відсутність науково обґрунтованих методик, зокрема для котків і віброплит.

Існуюча технологія ущільнення ґрунтів заснована на методиках розрахунку універсальних РО ГУМ з гладенькою робочою поверхнею, як правило, рекомендує використовувати статичний метод ущільнення ґрунту, при якому необхідна величина кінцевої щільності досягається за рахунок багаторазового проходження котками чи віброплитами, при цьому шар ущільнюваного ґрунту традиційно знаходиться у межах $0,1 \dots 0,15$ м.

Основна мета досліджень у цьому напрямку – визначити групи параметрів, які характеризують процес ущільнення ґрунту теоретичним і експериментальним шляхом.

Ситуація, що склалася, показує, що забезпечення необхідного ущільнення при зниженні кількості проходів є актуальним завданням даних досліджень. Так само є необхідність в отриманні нових закономірностей, які описують процес ущільнення в залежності від різних факторів.

В якості спеціалізованого ущільнюючого пристрою розглядається профільна ущільнювальна поверхня котка чи віброплити зі спрямованими вертикальними коливаннями. Процес ущільнення ґрунту котком чи вібраційною плитою характеризуються трьома групами параметрів: конструкційними, технологічними і значущими параметрами.

До конструкційних параметрів віброплит і котків відносяться: геометричні розміри опорної поверхні вальця котка (його зовнішній діаметр D і ширина B), довжина опорної L_o і похилої поверхні L_n поверхні віброплити, маса G вальця котка чи віброплити і ширина віброплити b , вид профільної поверхні.

Технологічні параметри процесу ущільнення характеризуються наступними величинами (рис. 1): довжина контактної частини похилої поверхні віброплити L_k , середня висота відсипаного шару ґрунту H , середня висота шару осаду ґрунту після вібраційного ущільнення ΔH , кут атаки α , збільшення щільності $\Delta \rho$, загальна необхідна висота ґрунтової основи h , технологічна швидкість руху робочого органа ϑ . Серед них можливо виділити основні параметри, такі як ΔH , α , ϑ , які суттєво впливають на стан і характеристики ущільненого ґрунту. Щільність ущільнюваного ґрунту ρ_o , вологість θ і кінцева щільність $\rho_{кін}$ є значущими функціональними параметрами, відомими в процесі роботи і які впливають на процес ущільнення ґрунту.

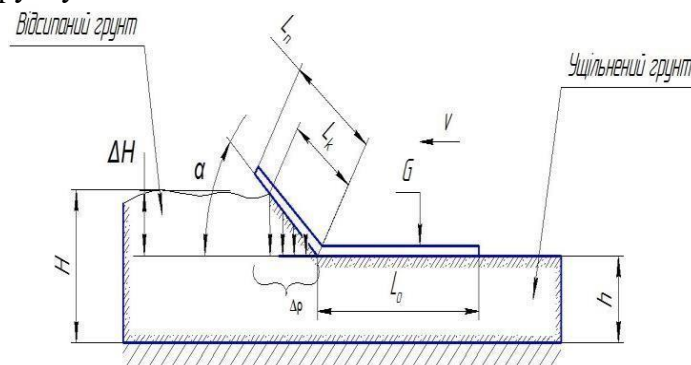
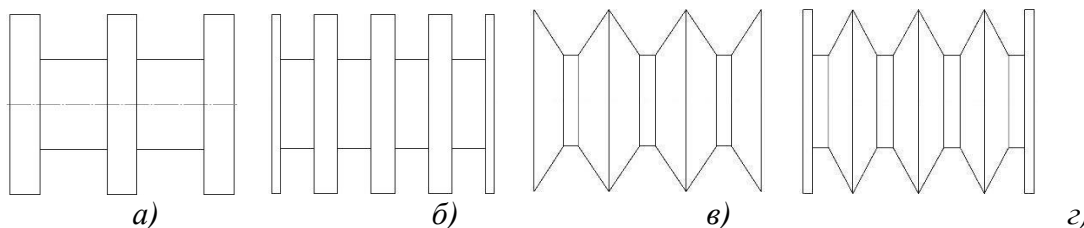


Рисунок 2 - Параметри, які впливають на процес ущільнення ґрунту віброплитою

Група параметрів, які визначаються конструктивно, обґрунтована технологією ущільнення та основними характеристиками базової віброплити, а непрямі параметри цієї ж групи розраховуються за існуючими методиками розрахунку будівельно-дорожніх машин. При оптимальних значеннях параметрів досягається найбільший ефект ущільнення при менших витратах. Значення цих параметрів взаємопов'язані і залежать від типу ґрунту, товщини ущільнюваного шару та необхідної кінцевої щільності.

Варіанти фізичних моделей ребристих котків показані на рис. 2.



- а) – циліндрична ступенева форма без бічних тонких циліндричних дисків; б) - циліндрична ступенева форма з бічними тонкими циліндричними дисків; в) – конічно-циліндрична робоча поверхня без бічних тонких циліндричних дисків; г) - конічно-циліндрична робоча поверхня з бічними тонкими циліндричними дисків;

Рисунок 3 - Фізичні моделі ребристих котків

Для підтвердження або спростування вище сказаного проведено ряд експериментальних досліджень. Зокрема, проведені експериментальні дослідження для з'ясування ефективності роботи котків з вальцями спеціального профілю (ребристих вальців з прямокутними і конічними поверхнями).

Постійними параметрами для проведення досліджень прийняті наступні: категорія ґрунту, швидкість ущільнення, товщина відсипки ґрунту, вага вальця котка, вологість ґрунту.

Змінними параметрами при проведенні досліджень прийняті наступні: кількість проходів n , кількість виступних частин, та профіль робочої частини вальця котка.

Вертикальна деформація ґрунту отримана вимірюванням товщини шару ґрунту до та після ущільнення. Жорсткість визначена як співвідношення ваги котка до вертикальної

деформації. Вертикальна сила ущільнення ґрунту отримана шляхом вимірювання при втисканні у його поверхню циліндричного зразка заданого об'єму. Горизонтальна складова опору коченню вальця котка визначена вимірювальною системою.

Напруження визначено як співвідношення ваги котка до площі контакту його робочої поверхні з ґрунтом, яка, в свою чергу визначена за розмірами фізичних моделей котків.

Висновок 1. Для підвищення ефективності і зниження енергоємності копання ґрунту неповоротним відвалом бульдозера запропонована принципово нова конструкція ПНС, яка ґрунтується на реалізації косоного різання і копання ґрунту парами зустрічно направлених ножів, розміщених в межах традиційної НС неповоротного відвала бульдозера. Розглянуті шляхи дослідження і розробки принципово нових НС для неповоротного бульдозерного відвала.

Оцінюючи вищезгадану пропозицію можна сказати, що бульдозери з неповоротним відвалом, в яких планується застосування ПНС, повинні мати значну перевагу порівняно з традиційними бульдозерами з неповоротним відвалом, в яких копання ґрунтів виконується плоскою НС тому, що очікуються більш високі показники ефективності роботи за рахунок: зменшення питомого опору ґрунту копанню, скорочення шляху копання до створення і набору повноцінної призми ґрунту та зменшення втрат ґрунту у бічних валиках, збільшення продуктивності виконання робіт.

З наукової точки зору створення математичних моделей взаємодії бульдозерних неповоротних відвалів з ПНС з ґрунтом доповнить теоретичну базу щодо розрахунку і оцінки даного процесу, а створення фізичних моделей ПНС на базі неповоротного відвала бульдозера забезпечить наглядність даного процесу та перевірку достовірності теоретичних розрахунків та припущень.

Висновок 2. За результатами досліджень при співставленні ефективності роботи ребристих вальців котків з гладенькими вальцями очевидно, що:

- вертикальна деформація ґрунту для вальця котка з циліндричною та ступеневою формою робочої поверхні без бічних тонких циліндричних дисків має більше значення порівняно з котками з конічно-циліндричною робочою поверхнею без бічних тонких циліндричних дисків та з бічними тонкими циліндричними дисками;

- найбільша жорсткість c відповідає конічно-циліндричній робочій поверхні без бічних тонких циліндричних дисків, а найменша - циліндричній ступеневій формі без бічних тонких циліндричних дисків;

- вертикальна сила ущільнення ґрунту попередньо визначена для вальця котка з циліндричною ступеневою формою робочої поверхні без бічних тонких циліндричних дисків, яка порівняно з циліндричною традиційною формою робочої поверхні дещо нижча (на 30...35%);

- горизонтальна складова опору коченню вальця котка найменша для вальця з циліндричною ступеневою формою без бічних тонких циліндричних дисків, і знаходиться для усіх досліджених поверхонь значно нижче, ніж у традиційного котка з гладенькою циліндричною поверхнею після першого проходу;

- напруження на межі контакту робочих поверхонь з ґрунтом для усіх досліджених профілів робочих поверхонь вальців котків перевищує відповідне напруження для традиційного циліндричного котка на 50...90%, що свідчить про інтенсифікацію процесу ущільнення ґрунту за рахунок спеціального виконання робочої поверхні такого профілю, який обмежує вислизання ґрунту з-під робочої поверхні котка, тобто блокує його під котком.

УДК 621.878.6

РОЗРОБКА ТА ДОСЛІДЖЕННЯ КОНВЕЄРА-МЕТАЛЬНИКА ДЛЯ ЗЕМЛЕРИЙНИХ МАШИН

Олександр ГОЛУБЧЕНКО – к.т.н. доцент кафедри будівельних і дорожніх машин,
Придніпровська державна академія будівництва та архітектури;
Сергій ШАТОВ - д.т.н., доцент кафедри будівельних і дорожніх машин, Придніпровська
державна академія будівництва та архітектури;
Ігор МАЦЕВИЧ - к.т.н., доцент кафедри будівельних і дорожніх машин, Придніпровська
державна академія будівництва та архітектури

Високопродуктивні землерійно-транспортні машини безперервної дії повинні мати роздільні робочі органи для розробки та транспортування ґрунту, що дозволяє зменшити енергоємність робочого процесу [1-3]. З метою активізації робочого процесу при транспортуванні значних мас ґрунту на відносно невеликі (до 50 м) відстані доцільно використання механічних металників. При переміщенні ґрунту у цьому випадку опір створюють сили ваги та аеродинамічні сили, які можуть бути менше сил тертя ґрунту по ґрунту або по металу. Процес зведення насипів при цьому характеризується самоущільненням ґрунту за рахунок реалізації запасу кінетичної енергії окремих фрагментів ґрунту. Використання на землерійно-транспортних машинах в якості транспортувальних органів роторних металників ґрунту, які добре компонується з різними ґрунторозроблювальними органами та дозволяють при відносно малої маси та невеликих габаритах усунути невідповідність між продуктивністю ґрунторозроблювальних та транспортувальних органів, що є одним з шляхів зниження питомої металоємності та зведених питомих витрат [2, 3].

Найбільш перспективними транспортувальними органами безперервної дії є роторні металники матеріалу. Приклад практичного впровадження роторних металників здійснено у землерійних машинах МДК-2М, ПЗМ, в яких ґрунт від різального робочого органу транспортується роторним лопатевим металником (рис.1). Суттєвий недолік цих пристроїв полягає у низькому ККД за рахунок великих витрат потужності на додання сил тертя ґрунту по нерухомому кожуху, що складають до 60% від загальної потужності [4, 5]. Також, до недоліків традиційних радіальних металників слід віднести ударний характер розгону матеріалу, налипання ґрунту в обмеженому міжлопатевому просторі. Тому, вдосконалення конструкцій металних пристроїв землерійних машин, підвищення ефективності робочого процесу є актуальною проблемою.



Рисунок. 1. - Застосування роторно-лопатєвого металника у землерійній машині МДК-2М

Уникнути наведених недоліків роторно-лопатевих металників дозволяє запропонована конструкція конвеєра-метальника (рис. 2). Вона складається з рами 1, тягових барабанів 2 з приводами 3, натяжних пристроїв 4 та конвеєрної стрічки 5 з верхньою робочою гілкою дугоподібної форми. Уздовж обох країв зовнішньої поверхні стрічки 5 по всій її довжині виконані напрямні 6 прямокутного поперечного перерізу, з якими на верхній робочій гілці стрічки 5 взаємодіють ролики 7 з ребордами 8. Нижня поверхня робочої гілки стрічки 5 спирається на плоскі опорні роликоопори 9, а холоста гілка – на підтримуючі роликоопори 10, що розташовані між напрямними 6.

За рахунок дугоподібної форми робочої гілки стрічки у місці розвантаження на привідному барабані 2 ґрунт має напрям швидкості під кутом до горизонтальної поверхні. Ця умова сприяє виникненню ефекту метання ґрунту під кутом до горизонту, який збільшує відстань транспортування ґрунту. Зміною частоти обертання привідних барабанів 2 можна збільшувати або зменшувати відстань метання. Зміна напрямку транспортування відбувається за рахунок реверсу обертання барабанів 2.

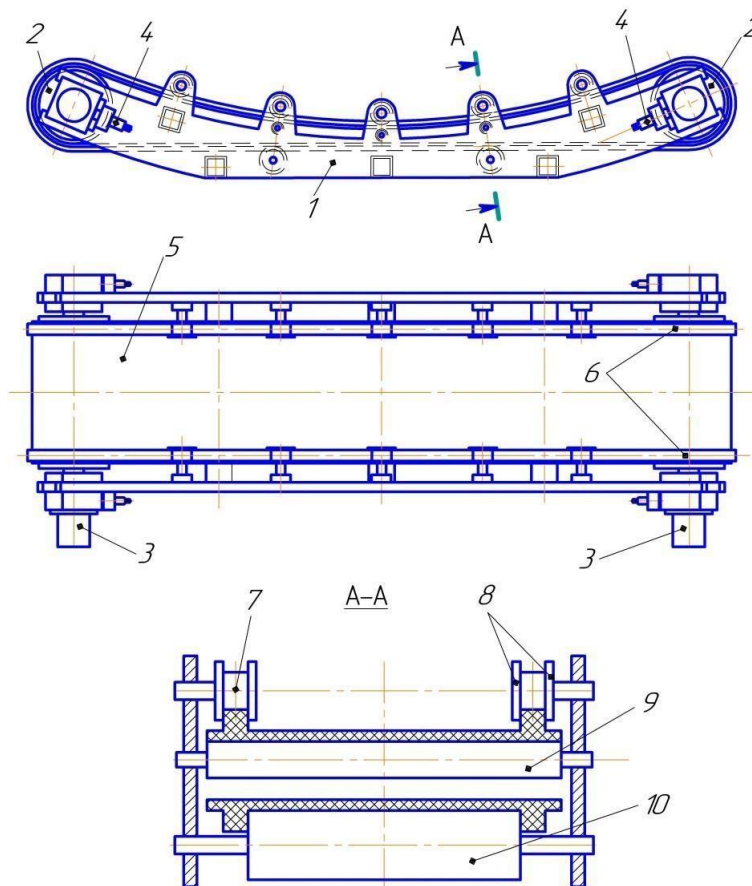


Рисунок 2. - Конструктивна схема конвеєра-метальника:

1 – рама; 2 – барабани тягові; 3 – приводи; 4 – пристрій натяжний; 5 – стрічка конвеєра; 6 – напрямні; 7 – ролик; 8 – реборди ролика; 9 – роликоопори прямі; 10 – роликоопори підтримуючі.

Переваги конвеєра-метальника:

- можливість зміни відстані метання за рахунок зміни швидкості стрічки та куту кидання за рахунок повороту дугоподібною рами;
- відсутність нерухомого кожуху та сил тертя по ньому;
- зниження динамічних навантажень на металник внаслідок пробуксування по стрічки при завантаженні.

Загальний розрахунок конвеєра-метальника передбачає визначення критичної швидкості руху стрічки, а також параметри транспортування вантажу.

Критичну швидкість руху стрічки визначаємо з умови рівноваги частки ґрунту на вершині трикутної форми поперечного перерізу потоку ґрунту при його розвантаженні (рис.3).

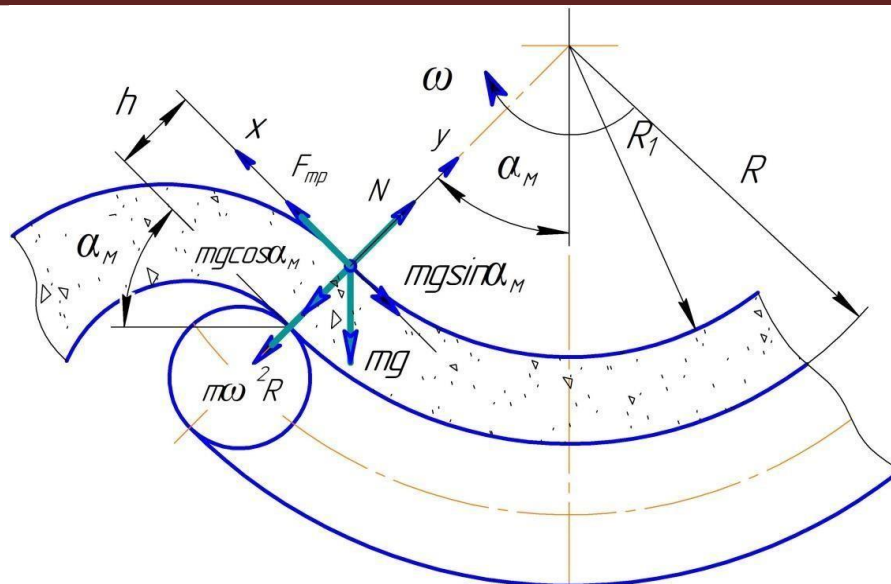


Рисунок 3. Розрахункова схема визначення критичної швидкості руху стрічки

Умова рівноваги частки ґрунту масою m в координатних осях x , y має вигляд:

$$\sum F_y = 0; \quad N - mg \cos \alpha_M - m\omega^2 R_1 = 0$$

З розв’язання рівнянь умови рівноваги критична швидкість обертання приводного барабану

$$\omega = \sqrt{\frac{g \sin(\alpha_M - \rho)}{(R - 0,5 \operatorname{tg} \rho) \sin \rho}},$$

а критична лінійна швидкість руху стрічки

$$V_{\text{кр}} = \omega R_1 = (R - 0,5 \operatorname{tg} \rho) \sqrt{\frac{g \sin(\alpha_M - \rho)}{(R - 0,5 \operatorname{tg} \rho) \sin \rho}}.$$

На рис. 4 наведена розрахункова схема визначення параметрів транспортування ґрунту в режимі метання.

Відстані метання відносно вісі приводного барабану:

- максимальна $L_{\text{max}} = l_{2 \text{ max}} - (r + h) \cdot \sin \alpha_M$;
- мінімальна $L_{\text{min}} = l_{1 \text{ min}} - r \cdot \sin \alpha_M$;

Висоти метання ґрунту відносно рівня денної поверхні:

- максимальна $H_{\text{max}} = H + (r + h) \cdot \cos \alpha_M + h_{\text{max}}$;
- мінімальна $H_{\text{min}} = H + r \cdot \cos \alpha_M + h_{\text{min}}$;

Відповідні відстані:

- $l_{2 \text{ max}} = \frac{0,5V_2^2 \sin 2\alpha_M + V_2 \cos \alpha_M \sqrt{0,5V_2^2(1 - \cos \alpha_M) + 2g[H + (r + h)\cos \alpha_M]}}{g}$;
- $l_{1 \text{ min}} = \frac{0,5V_1^2 \sin 2\alpha_M + V_1 \cos \alpha_M \sqrt{0,5V_1^2(1 - \cos 2\alpha_M) + 2g(H + r \cos \alpha_M)}}{g}$;
- $h_{\text{max}} = \frac{0,5V_2^2 \sin^2 \alpha_M}{g}$;
- $h_{\text{min}} = \frac{0,5V_1^2 \sin^2 \alpha_M}{g}$.

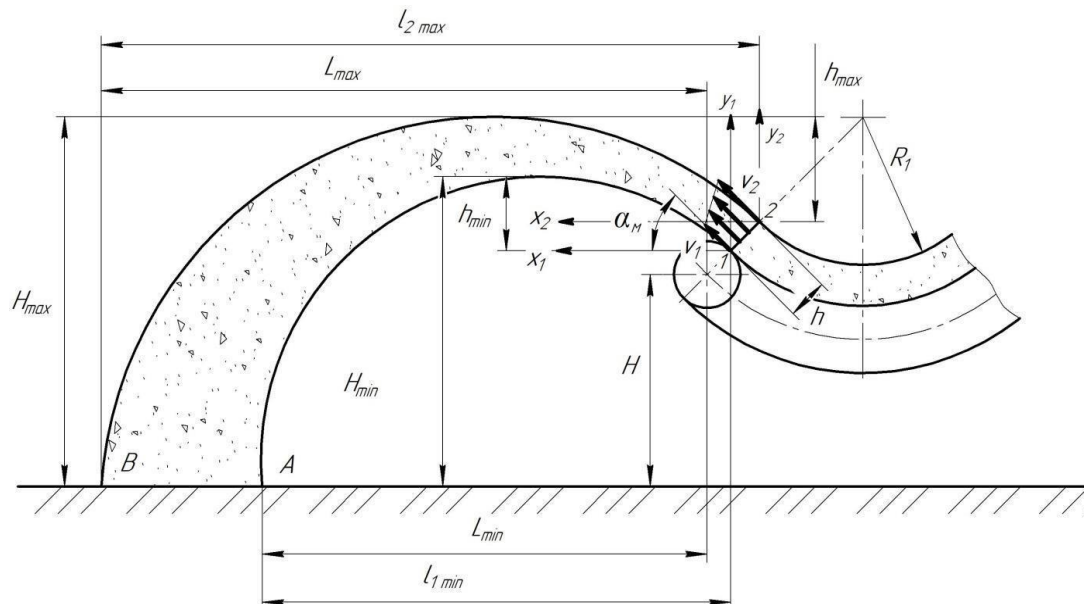


Рисунок 4. Розрахункова схема визначення параметрів транспортування ґрунту в режимі метання.

Області ефективного використання конвеєрів-метальників є землерійно-транспортні машини безперервної дії, багатоківшеві екскаватори де потрібно здійснювати бічне транспортування ґрунту із зони копання.

Список літератури

1. Машини для земляних робіт: Навчальний посібник / Хмара Л.А., Кравець С.В., Нічке В.В., Назаров Л.В., Скоблюк М.П., Нікітін В.Г. Під загальною редакцією проф. Хмари Л.А. та проф. Кравця С.В. Рівне - Дніпропетровськ - Харків. - 2010.
2. Голубченко О. І. Конструкції та застосування різально-метальних робочих органів для інтенсифікації робочих процесів землерійно-транспортних машин // Будівництво, матеріалознавство, машинобудування. Серія: Підйомно-транспортні, будівельні, дорожні, машини і обладнання.-Вип.66. 2012. С. 296-302.
3. Голубченко О. І. Огляд та пропозиції конструкцій активного робочого обладнання землерійно-транспортних машин безперервної дії / О. І. Голубченко, М. Е. Хожило // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ: ПГАСА, 2011. – №6–7. – С. 48–55.
4. Пелевин Л.Е., Горбатюк Е.В., Тетерятник А.А. Аналіз конструктивних схем існуючих траншеєкопачів та перспективи їх розвитку // Науковий вісник Херсонської державної морської академії № 1 (10), 2014. С. 223-231.
5. Мусійко В.Д. Машина для рекуперації ґрунтів в зоні ремонту магістральних трубопроводів // Інженерія природокористування, 2017, №1(7). С. 49-53.

РОБОТА ДЕРЕВИНИ В ДОКРИТИЧНІЙ ТА ЗАКРИТИЧНІЙ СТАДІЯХ ДЕФОРМУВАННЯ ЗА ОСЬОВОГО СТИСКУ ВЗДОВЖ ВОЛОКОН

**Святослав Св. Гомон, д.т.н., професор,
Святослав Ст. Гомон, д.т.н., професор**

Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне, Україна

Деревина – це сировинний матеріал, який має велику популярність в різних галузях вітчизняної та світової економік. З іншої сторони деревина природний пружно-пластичний матеріал зі своїми неповторними механічними та фізичними властивостями, які постійно вивчаються і досліджуються не один десяток років, а то і століть. Властивості деревини відрізняються від властивостей інших матеріалів, таких як метал, бетон, полімери.

Отже, в даній роботі розглянемо роботу деревини в докритичній та закритичній стадіях деформування за осьового стиску вздовж волокон.

Такі експериментальні-теоретичні дослідження можливо проводити тільки на сучасних випробувальних машинах за жорсткого режиму прикладання навантаження. Нами успішно було проведено величезну кількість експериментальних досліджень суцільної, клеєної, модифікованої деревини листяних (берези, вільхи, ясена) та хвойних (модрини, сосни, ялини) за осьового стиску вздовж волокон зразків конструкційних розмірів перерізом 30x30x120 мм. Призми були різної вологості та віку. Зразки випробовувались на сервогідролінійній випробувальній машині СТМ-100 (Рис.1) [1]. Швидкість деформування 1,5 мм/хв. Загальна кількість випробуваних призм була близько 400 шт.

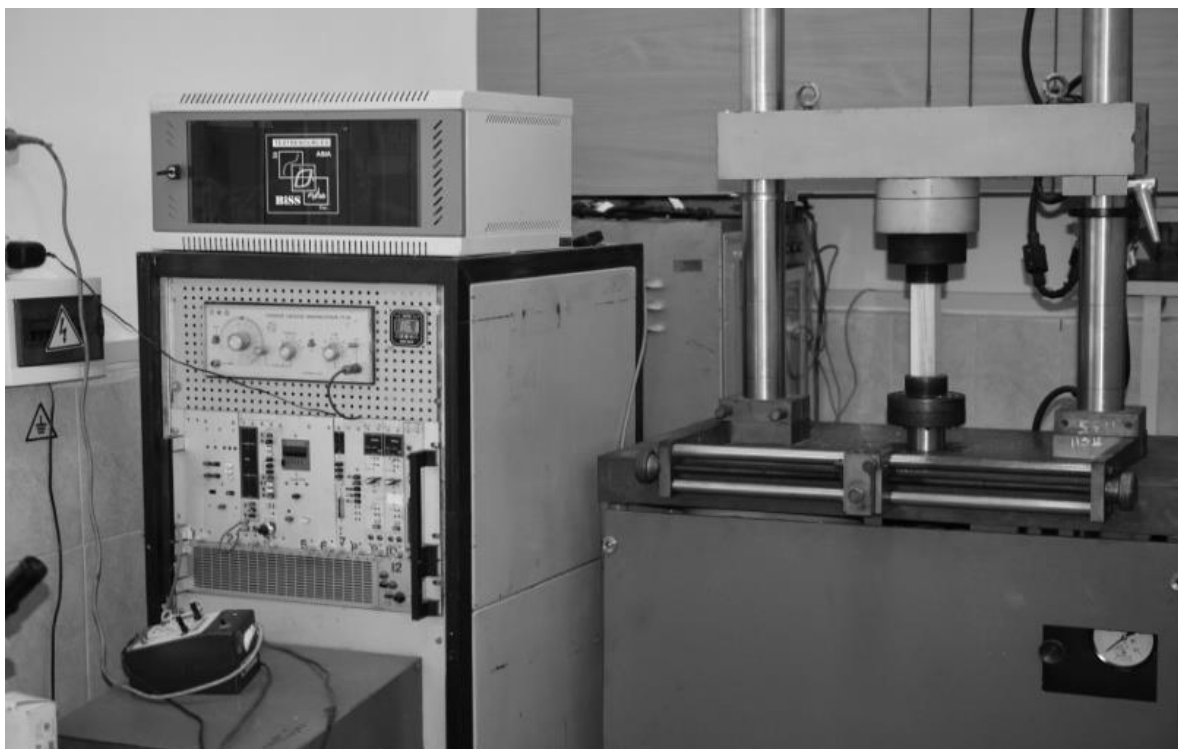


Рисунок.1 - Сервогідролінійна випробувальна машина СТМ-100

На основі проведених численних експериментальних досліджень запропоновано модель дійсної роботи деревини за осьового стиску вздовж волокон (Рис.2), яку можливо застосувати, як для суцільної деревини різних порід, так і для клеєної та модифікованої [2,3].

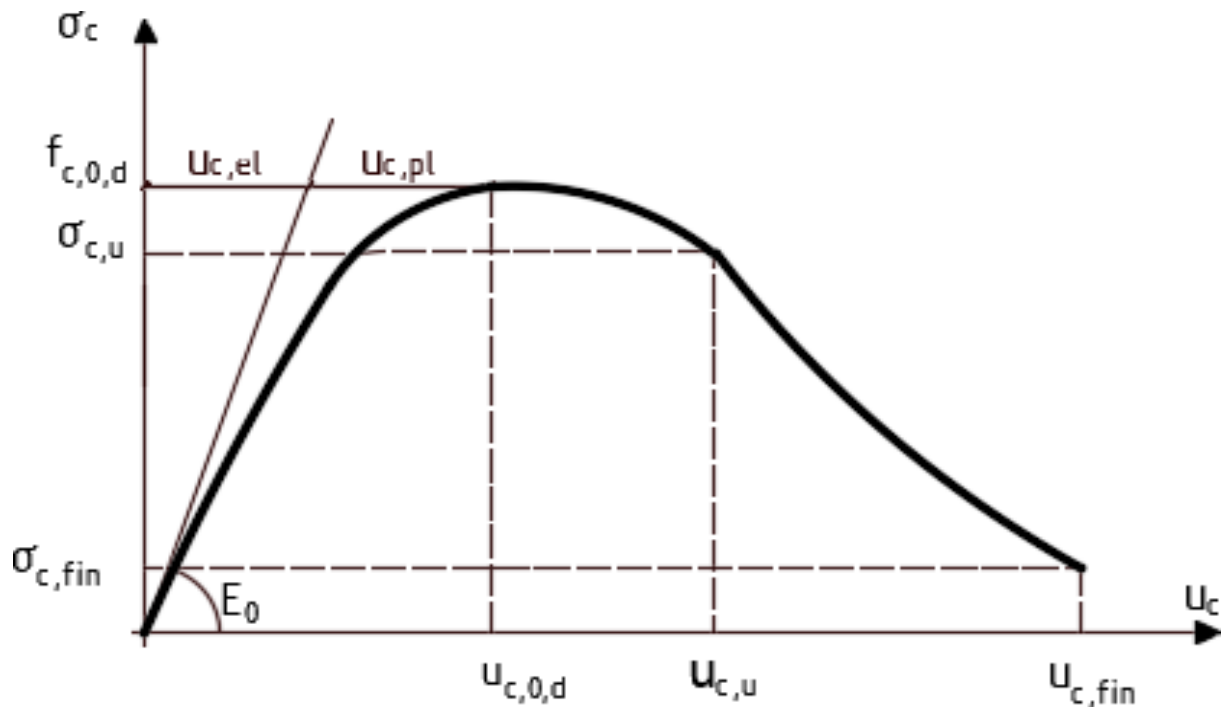


Рисунок 2 - Повна діаграма деформування «напруження σ_c – деформації u_c » деревини осьовим стиском вздовж волокон: σ_c – напруження деревини осьовим стиском вздовж волокон; u_c – відносні деформації деревини осьовим стиском вздовж волокон; $f_{c,0,d}$ – максимальні напруження деревини; $u_{c,0,d}$ – відносні критичні деформації деревини, що відповідають максимальним напруженням; $u_{c,el}$ – пружна складова відносних критичних деформацій; $u_{c,pl}$ – пластична складова відносних критичних деформацій; $u_{c,u}$ – відносні граничні деформації деревини; $\sigma_{c,u}$ – напруження, що відповідають граничним деформаціям; $u_{c,fin}$ – відносні залишкові деформації деревини; $\sigma_{c,u}$ – напруження, що відповідають відносним залишковим деформаціям деревини; E_0 – початковий модуль пружності деревини

Отже, дана діаграма завжди має дві вітки: висхідну (докритична стадія роботи матеріалу) та спадну (закритична стадія робота матеріалу). Це свідчить про те, що деревина працює не тільки до точки максимального напруження, а і має певну залишкову (закритичну) міцність після проходження цієї точки.

В минулих наших роботах ми запропонували апроксимувати дану діаграму поліномом 4-го ступеня [4], а також дали теоретичне обґрунтування з визначення основних її показників: критичних та граничних деформацій [5], максимальних напружень, а також модуля пружності та модуля деформацій [6].

Список літератури

1. Gomon S.S., Savchuck V.O., Melnyk Yu.A., Vereshko O.V. Modern testing machines for investigation of wood and timber-based composite materials. *Modern technologies and methods of calculations in construction*. Lutsk, 2020. №14. P. 73–80.
2. Гомон Св.Св., Гомон П.С. Побудова дійсних діаграм механічного стану деревини « σ - u » суцільного перерізу ялини та берези за жорсткого режиму випробувань. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди*. Рівне, 2020. Вип. 38. С. 321-330.
3. Гомон С., Гомон П., Караван В. Експериментальні дослідження хвойних та листяних порід деревини одноразовим короткочасним навантаженням на стиск уздовж волокон за жорсткого режиму випробувань. Вісник Львівського національного аграрного університету. *Архітектура та сільськогосподарське будівництво*. Львів: ЛНАУ, 2020. №21. С. 34–40.
4. Yasniy P., Gomon S.. Timber with improved strength and deformable properties. *Scientific Journal of TNTU*. Ternopil: TNTU, 2020. Vol 99. No 3. P.17-27.
5. Гомон Св.Св., Гомон Св.Ст. До визначення деяких деформативних закритичних характеристик деревини. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди*. Рівне, 2022. Вип. 41. С. 119-125.
6. Гомон Св.Ст., Гомон Св.Св., Савицький В.В., Чорномаз Н.Ю. Методика визначення початкового модуля пружності та модуля деформацій деревини різного віку. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди*. Рівне, 2021. Вип. 40. С. 121-128.

УДК 691.32

ПЕРСПЕКТИВНІ МЕТОДИ АРМУВАННЯ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НАДРУКОВАНИХ ЗА ТЕХНОЛОГІЄЮ 3DPC

Віктор Дарієнко, к.т.н., доцент, vydarienko@gmail.com

Талпа Сергій, бакалавр, студент,
Центральноукраїнський національний технічний університет

Віктор Слонь, к.т.н., доцент
Херсонський державний аграрно-економічний університет, Херсон, Україна

3D-друк має величезний потенціал у багатьох галузях таких як машинобудування, медична практика, будівельна та аерокосмічна промисловість.

Спеціалісти розробляють та вдосконалюють методи і технології 3D-друку для створення будівельних елементів та деталей, що можуть бути використані при будівництві будівель та інших споруд. Використання 3D-друку в будівництві може привести до зниження витрат на будівництво, скорочення термінів будівництва та покращення якості будівельних елементів. Також ця технологія дає можливість створювати складні геометричні форми та конструкції, що раніше було дуже складно або навіть неможливо зробити. Однак, наразі використання 3D-друку у будівництві все ще має свої обмеження та виклики, з якими потрібно боротися.

Через відсутність ущільнення друкований бетон може мати нижчу щільність, ніж звичайний монолітний. Крім того в місці з'єднання шарів бетону можуть виникати пошкодження що приводять до зсуву або натягу залежно від якості з'єднання шарів. Тому друковані несучі бетонні елементи повинні бути армованими, щоб збільшити міцність на розтяг і зменшити розтріскування при зміні температур та усадці, щоб забезпечити прийнятні характеристики будівель.

Існуючі дослідження армування в 3DPC

Технологія 3DPC є відносно новою, і їй ще потрібно подолати багато проблем, якщо вона збирається замінити, принаймні частково, звичайну бетонну конструкцію. Однією з труднощів є відсутність належної арматури для друку будівельних масштабних конструкцій.

1. Попередньо встановлені та післямонтажні способи армування

Попередньо встановлені та встановлені методи армування усувають необхідність інтегрувати систему армування в процес друку та забезпечують більшу свободу в розміщенні арматури, тому деякі з цих методів були прийняті забудовниками для практичного застосування. Ці методи вважаються більш доцільними та використовуються як додаткове посилення, щоб задовольнити вимоги до вищої міцності.

2. Методи армування, що використовуються на практиці забудовниками

2.1 Метод розроблений компанією Contour Crafting (CC), є однією з основних технік друку бетоном, яка складається з друку бетонної оболонки як опалубки та подальшого заливання бетону в надруковану опалубку. Вертикальні арматурні стрижні або пов'язані сталеві сітки можна комбінувати з методом друку CC, встановивши їх усередину друкованої опалубки перед заливанням бетону (Рис. 1 а, б). Горизонтальні арматурні стержні та фасонні зв'язки також можна прокладати вручну між шарами або вставляти в друковані шари під час процесу друку (рис. 1 с). Цей метод був застосований кількома компаніями з 3D-друку бетонних будівель, включаючи ICON (США), WinSun (Китай), CyBe (Нідерланди). Незважаючи на те, що ці компанії використовують технологію 3D-друку лише для друку незмінної «опалубки» цей підхід здається ефективним і придатним для виготовлення вертикальних бетонних компонентів, таких як стіни та колони.



Рисунок 1 – Методи армування друківаного бетону, прийняті: а – WinSun; б – CyBe; с – CON; д - Печатні бетонні будівельні конструкції

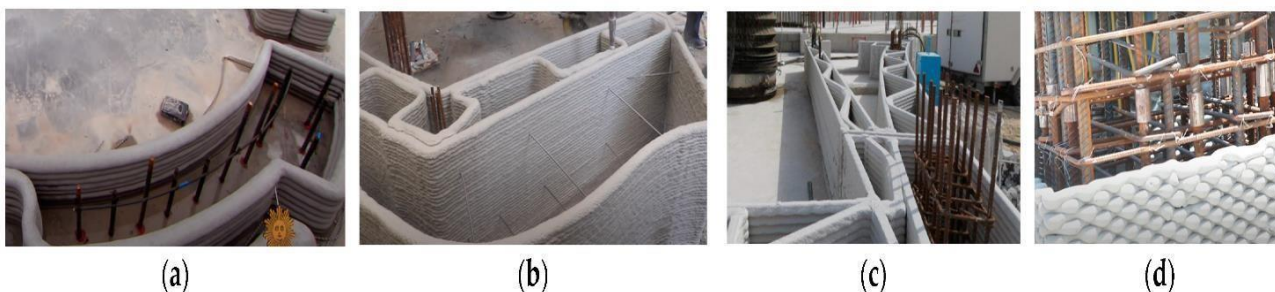


Рисунок 2 – Способи армування для 3DPC, що використовується в будівельних конструкціях на місці: а - вертикальні арматурні стержні, зв'язані вигнутою горизонтальною арматурою в криволінійному елементі стіни (ICON), б - вертикальні арматурні стержні з фасонними зв'язками в елементі стіни (CyBe), с - зосереджена арматура в елементі стіни (ICON); д - зосереджена арматура, з'єднана арматурними з'єднувальними елементами в елементі колони (WinSun)

Концепція Mesh Mold, розроблена в ETH Zurich, використовує тривимірні сітчасті структури для армування бетону. У цьому методі бетон розпилюють на перфоровану опалубку, виготовлену або з полімеру шляхом екструзії (рис. 4 а, б), або зі сталевих прутків шляхом різання, згинання та зварювання (рис. 4 с). Ця збирна сітчаста конструкція виконує роль арматури та стійкої опалубки, заощаджуючи матеріал, оскільки одноразова опалубка не потрібна. Однак, оскільки ця сітчаста структура недостатньо міцна, щоб протистояти структурним навантаженням, її застосування обмежене не несучими елементами. Підхід Branch Technology (Cellular Fabrication) до будівництва внутрішніх стін (Рис. 4 d) слідує концепції Mesh Mold, але використовує термопластичний полімер, армований вуглецевим волокном, як серцевину.

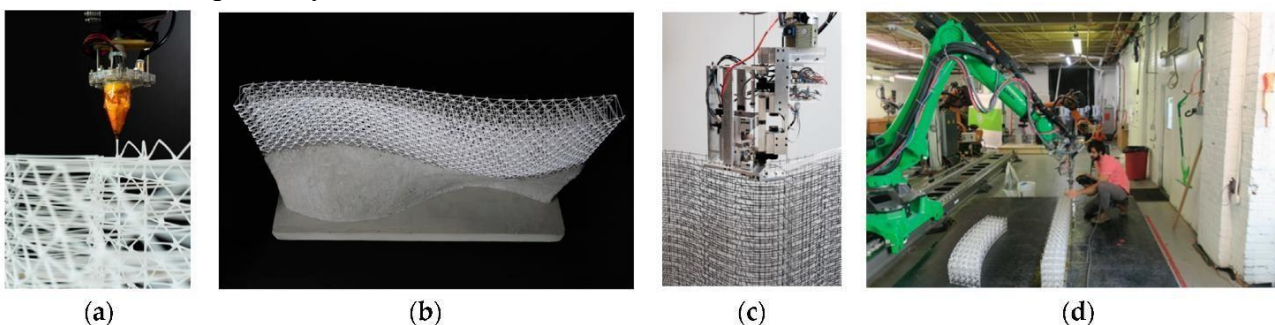


Рисунок 3 – Застосування концепції Mesh Mold: а - екструзія полімерної дротяної сітки; б - залізобетонна стіна з полімерної дротяної сітки; с - виготовлення сталевій сітки; д - виготовлення серцевини залізобетонної стіни від Branch Technology.

3. Інші методи, описані в літературі

У цьому (3D printing of reinforced concrete elements: Technology and design approach) дослідженні опублікованому в журналі ScienceDirect порожні сегменти балок з бетону були надруковані незалежно один від одного у напрямку товщини. Потім порожнисті бетонні блоки були зібрані та зв'язані сталевими арматурними прутами для формування балкової конструкції. У цьому випадку арматура відіграє дві ролі: утримує кожен сегмент на місці та забезпечує зовнішню жорсткість в умовах навантаження. Два кінці арматурного прута були зігнуті, щоб вставити їх в отвори, зроблені в бетоні, а потім заповнені розчином, щоб закріпити арматурні прутки на своєму місці. Завдяки стержням згину така арматура може забезпечувати опір у площині та поза площиною. Через змінні розташування та

орієнтації, зовнішні сталеві арматурні стрижні покращують опір стискаючим, розтягуючим та зсувним зусиллям які утворюються в друкованих бетонних балках, а не просто збільшують опір розтягуванню, як у звичайному бетоні. Однак тривала робота з кріплення арматури та заповнення отворів усуває будь-яку перевагу перед звичайним бетоном з точки зору часу будівництва.



Рисунок 4 – Надруковані порожнисті залізобетонні блоки, зібрані та посилені зовнішньою сталеву арматурою

Метод попереднього напруження, також застосовується в 3DPC після друкування. На основі оптимізації конструкції, бетонні елементи можуть бути надруковані як порожні структури з використанням меншої кількості матеріалу. Створені в процесі друку порожнини потрібні як канали, для розміщення в них попередньо натягнутого армуючого елемента який після монтажу заливається бетоном. Ще у 2011 році цей метод армування був використаний в університеті Лафборо, Великобританія, для друку бетонної лавки (рисунок 13а). Перший в світі 3D-надрукований залізобетонний міст (рисунок 13б), надрукований в Технічному університеті Eindhoven, також використовував сталеві напружувальні елементи, натягнуті вздовж і закріплені на залізобетонних блоках з армованого литого бетону. Цей метод армування також застосовували до надрукованих бетонних стовпів (рисунок 13с) та балок (рисунок 13д) у дослідженнях, проведених Silva et al. та Vantuyghem et al. відповідно. У цих дослідженнях бетонні елементи друкувалися шарами, перпендикулярними до напрямку продольної осі, у вигляді сегментів і збиралися, з вирівнюванням по центральних отворах. Натягуювальні кабелі пізніше пропускалися через отвори, які функціонували як канали. Відповідно, метод попереднього напруження в 3DPC має перспективи застосування.

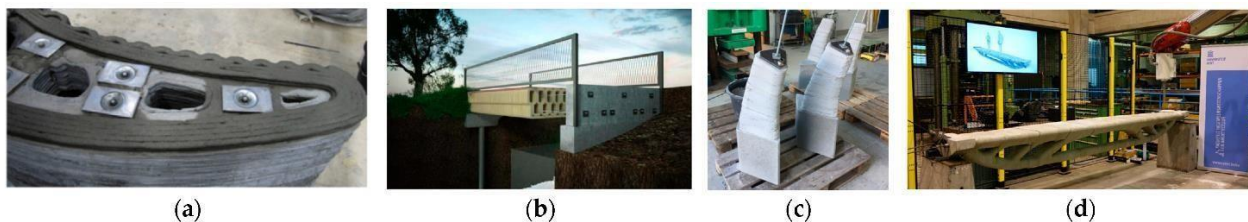


Рисунок 5 – Надруковані бетонні елементи, посилені за допомогою додаткового натягу: а - бетонна лавка; б - концептуальний проект бетонного мостового покриття ВАРМ; с - бетонна колона; д - бетонна балка.

Метод армування з використанням степлера. Замість того, щоб бути надрукованими разом зі свіжим бетоном, сталеві армуючі елементи також можуть бути закріплені в надрукованому бетоні за допомогою спеціального степлера. Geneidy та Kumarji [1] експериментували з цією інноваційною ідеєю, де електричний скобяний пістолет, який закріплюється на роботизованому плечі, вставляє скобоподібні сталеві дроти в свіжий бетон у певних місцях (рис. 18а,б). Процес закріплення відбувається одночасно з друкуванням бетону і здійснюється з рухом робота. Різноманітні форми сталевих дротів доступні для різних геометричних ситуацій. Після друкування скоби вбудовуються в бетон, утворюючи 3D металеву сітку, яка не лише зміцнює зчеплення між надрукованими шарами, але й збільшує загальну структурну цілісність. За допомогою цього методу сталеві дроти можуть бути вставлені і перекриватися один одним у формі літери "X" (рис. 18б) між паралельними шарами для забезпечення зчеплення, або застосовуватися в кутах, щоб підсилити слабку

зону. Як запропоновано авторами, майбутня робота має включати в себе використання машинного навчання для спрощення процесу виявлення слабких місць конструкцій.

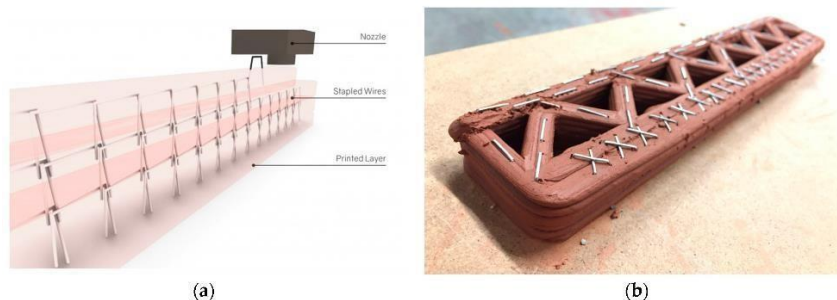


Рисунок 6 – Застосування профільної арматури зі сталевого дроту в друкованому бетоні: а - вирівнювання з напрямком друку; б - нанесене у формі «Х».

4. Висновок

У статті розглядаються деякі методи армування надрукованих бетонних конструкцій, такі як просторове напруження, арматурні вставки, які закріплюється в надрукованому бетоні, та попереднє напруження. Описані методи показують, що 3DPC є перспективною технологією для будівництва ефективних і стійких будівельних конструкцій. Різні методи армування та комбінації цих методів, можуть бути використані для підвищення міцності та додаткового покращення властивостей надрукованих конструкцій. Кожен метод має свої переваги та недоліки, і їх вибір залежить від конкретних вимог до конструкцій та умов друку. Проте, не зважаючи на їх очевидну перспективність, існує низка проблем, пов'язаних з міцністю та стійкістю цих конструкцій, зокрема під час процесу друку.

Незважаючи на те, що деякі з методів армування є вже досить добре дослідженими, багато питань щодо їх ефективності та оптимального використання залишаються відкритими. Додаткові дослідження та розробки в цій та інших напрямках розвитку науки та техніки дозволять поліпшити технології друку та розширити можливості їх використання в практичних застосуваннях.

Список літератури

1. Савицький, М.В., Конопляник, О.Ю., Мислицька, А.О., Лясота, О.В. (2020). Визначення фізико-механічних характеристик бетонів для 3D-друку будівельних конструкцій. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. 2020. Вип. 2, С. 59–68. <https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.280420.64.622>.
2. Savytskyi, M.V., Shatov, S.V., & Ozhyshchenko, O.A. (2016). 3D-printing of build objects. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. 2021. Вип.3, С. 8–26.

УДК 624.012

КОНТАКТНИЙ СТИК ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ ЗІ СТИНОВИМИ ПАНЕЛЯМИ У ВЕЛИКОПАНЕЛЬНИХ БУДІВЛЯХ

*Алдаї Кусі Тедді Гамфі, аспірант
Оксана Довженко, к.т.н., професор, о.о.
dovzhenko@gmail.com*

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Великопанельне будівництво переживає етап відродження, котрий супроводжується його суттєвою модернізацією: застосуванням тришарових стінових панелей із високими теплотехнічними властивостями, вдосконаленням вертикальних стиків між панелями, збільшенням відстані між несучими стінами з метою покращення об'ємно-планувальних рішень та застосування у якості перекриття багатопустотних плит безопалубного формування. При використанні таких плит виникає питання про несучу здатність вузла їх з'єднання зі стіною панеллю.

В традиційному платформному стикі в опорній зоні плити виникають поперечна сила й опорний згинальний момент від защемлення плити. Оскільки в цій зоні поздовжній поперечна арматура відсутня, то за розрахунковий розглядається бетонний поперечний переріз. Його розрахунок виконується в пружній стадії для недопущення утворення в ньому тріщин. Для малоповерхових будівель величина моменту в опорному перерізі плит не перевищує моменту утворення тріщин у бетоні опорної зони, що пов'язано з невеликим ступенем защемлення зазначеного перерізу. Для багатоповерхових будівель навантаження на торці плит і коефіцієнт защемлення збільшуються, й опорні моменти можуть перевищити граничні значення, в результаті можливе утворення тріщин в бетоні опорної зони, що не допускається нормами.

Виявлені в експериментальних дослідженнях багатопустотних плит безопалубного формування у зоні платформного стикі нормальні і похилі до поздовжньої осі тріщини підтверджують небезпеку руйнування на опорі від відриву та зрізу.

Зазначена проблема частково може бути вирішена шляхом встановлення додаткових опорних каркасів у готових плитах, або заповнення порожнин для збільшення розмірів поперечного перерізу.

Кардинальне розв'язання проблеми можливо при застосуванні контактноплатформного стикі плит з панелями (рис. 1), в якому торці перекриття винесені за межі стіни[1]. Монтаж плит здійснюється на тимчасові монтажні опорні столики, які демонтуються після набирання проектної міцності бетоном замонолічування. Плити підвішуються на шпонки, котрі утворюються при замонолічуванні залізобетонного суцільного поясу в межах ширини стінової панелі, шпонки армуються каркасами, що встановлюються в пустоті плити знизу на будівельному майданчику. Каркас фіксується в пластиковій заглушці, котра одночасно виступає обмежувачем довжини шпонки. В процесі монтажу арматурний каркас разом із заглушкою знаходиться всередині пустоти, а після фіксації плити він встановлюється в проектне положення, так як стик плит доступний та достатньо широкий (від 160 до 240 мм).

Контактно-платформний стик має більшу несучу здатність ніж платформний, що досить актуально для будівель підвищеної поверховості. Разом із цим монтаж перекриття насухо на вивірені по вертикалі монтажні кутики дозволяє отримувати достатньо рівну поверхню стель. Кількість армованих шпонок та переріз арматури підбирається розрахунком.

В Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» модернізовано конструкцію стика шляхом застосування для армування шпонок циліндричних каркасів, а також розроблена методика розрахунку їх несучої здатності на основі варіаційного методу в теорії пластичності бетону[2].

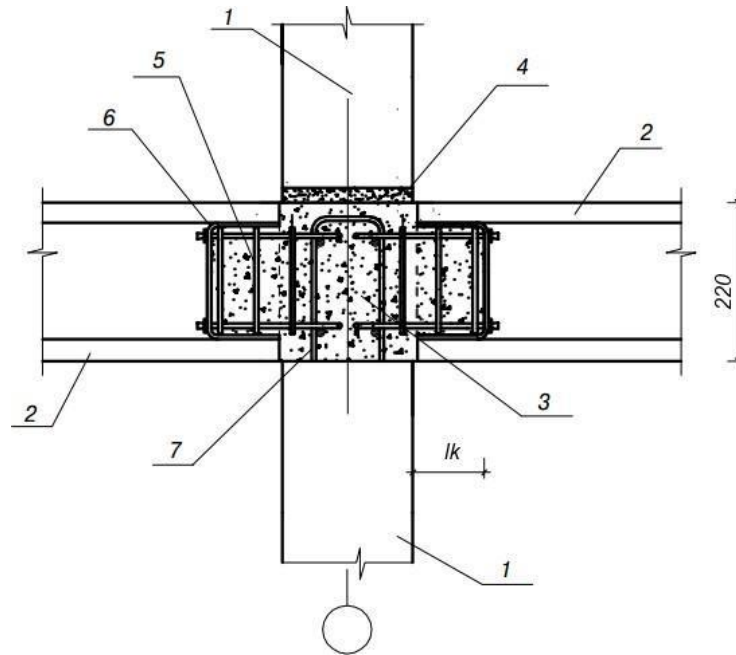


Рисунок 1 – Комбінований стик багатопустотних плит зі стіновими панелями:

1 – стінова панель; 2 – плита перекриття; 3 – монолітний бетон; 4 – розчин; 5 – каркас армування шпонки; 6 – пластикова заглушка; 7 – арматурні випуски із стінових панелей; l_k – ділянка підвішування перекриття (розрахункова величина)

Запропонована авторами методика розрахунку стиків враховує характер їх руйнування та головні визначальні фактори: характеристики міцності бетону f_{cd} та f_{ctd} , співвідношення глибини l_k та висоти h_k шпонок, форму їх поперечного перерізу, форму профілю, армування, кількість шпонок.

Для вихідних даних: довжина плити 7,2 м, ширина 1,2 м (6 порожнин), глибина шпонки $l_k = 70$ мм; бетон замонолучування класа міцності на стиск C20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа; $f_{ctd} = 1,0$ МПа); робоча арматура шпонки 4Ø6A240C ($f_{yd} = 229$ МПа; $\rho_w = 0,57$ %), отримано: опір зрізу шпонки $f_k = 3,1$ МПа ($f_k/f_{cd} = 0,214$), зазначене співвідношення при розрахунку за Єврокод 2 складає 0,115; зусилля, котре сприймає одна шпонка згідно варіаційного методу складає 56 кН; при розрахунковому значенні навантаження на плиту 14 кПа поперечна сила на опорі $V_{Ed} = 59$ кН. Таким чином, для забезпечення несучої здатності та надійної роботи з'єднання плит перекриття зі стіновими панелями необхідно на кожній опорній ділянці передбачити мінімум дві шпонки. При проектуванні плит під більше значення розрахункового навантаження кількість армованих шпонок у з'єднанні збільшується.

Для подальшого розвитку великопанельного домобудівництва перспективним напрямком являється комплексне застосування армованого керамзитобетона для створення полегшених конструкцій.

Список літератури

1. Блажко В. П. О применении многпустотных плит безопалубочного формования в панельных и каркасных зданиях / В. П. Блажко // Жилищное строительство. –2015. –№ 10. – С. 7–10.
2. Dovzhenko O.A. Effective keyed connections of hollow-core floor slabs with walls in modern large-panel house building/ O.A.Dovzhenko, V.V.Pohribnyi, L.V.Karabash// *Science & Technique*. –2018. –17(2). –Рр.146–156.

УДК 624.012.81:539.4

ДОСЛІДНИЙ ЗРАЗОК ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ СТИСКОВІ

Марина Пенц, аспірантка
Оксана Довженко, к.т.н., професор
o.o.dovzhenko@gmail.com

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

При визначенні несучої здатності цегляних конструкцій (рис. 1) важливе значення відіграє характеристика міцності кладки при стиску.

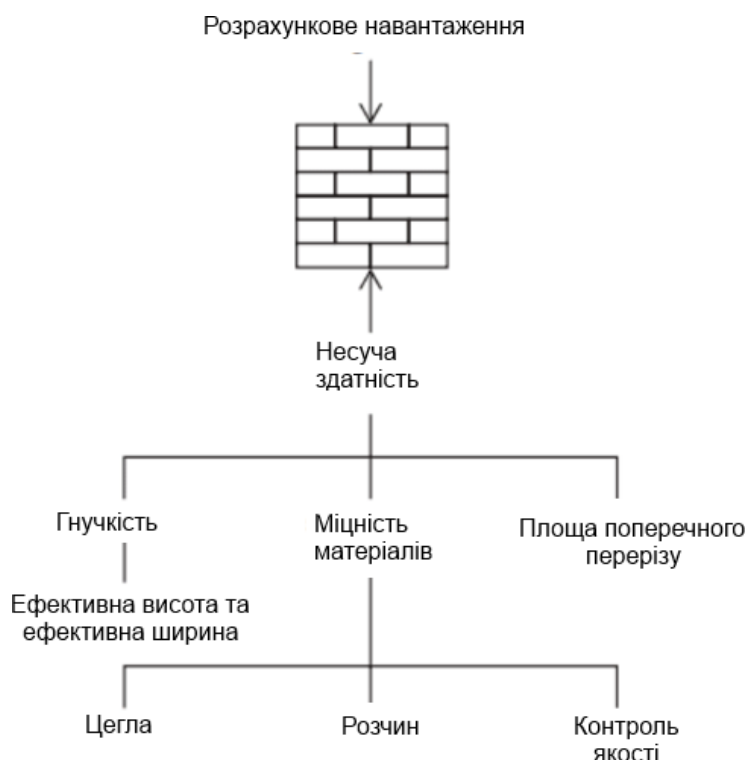


Рисунок 1 – Фактори, котрі впливають на несучу здатність стиснутих цегляних конструкцій

Найбільш точно її можна визначити за допомогою випробування фрагментів стін, що звичайно не є економічно вигідним.

В Україні зазначена характеристика традиційно визначається за результатами випробування цегляних стовпів із квадратним поперечним перерізом, однак рекомендації щодо їх стандартних розмірів відсутні.

За кордоном для експериментального визначення зазначеної характеристики випробовуються як ділянки стін (рис. 2), так і призми (рис. 3) з різною кількістю рядів кладки[1]. Однак, єдиних вимог до їх розмірів не існує, наявні пропозиції щодо відношення висоти зразка до його товщини в межах від 1,3 в американських (2 в канадійських, британських, австралійських) до 5 (одностайно) при мінімальній висоті у разі прив'язки до цегли 5 цеглин у американських і 4 цеглини у канадійських нормах (таблиця 1)[2].

В Україні діє нормативний документ ДСТУ Б EN 1052-1:2011 [3], який є перекладом EN 1052-1:1998, згідно нього для визначення зазначеної міцносної характеристики необхідно здійснювати випробування цегляних зразків довжиною не менше довжини 2 цеглин, висотою не менше 3-х рядів кладки, мінімальне значення товщини: одна цеглина, крім того висота дослідного зразка має знаходитися в межах від 3 до 15 його товщин і бути не менше ніж його висота (рис. 4).

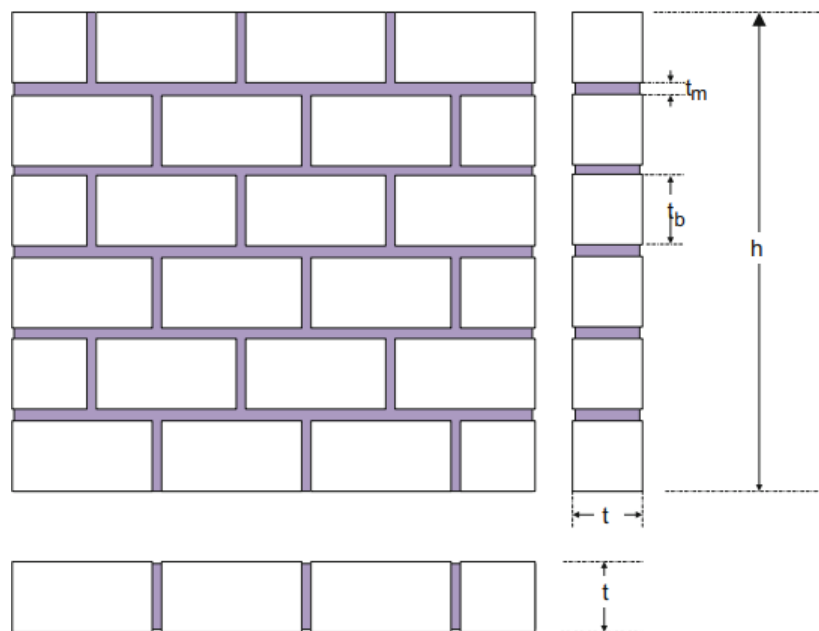


Рисунок 2 – Фрагмент стіни для випробування на стиск

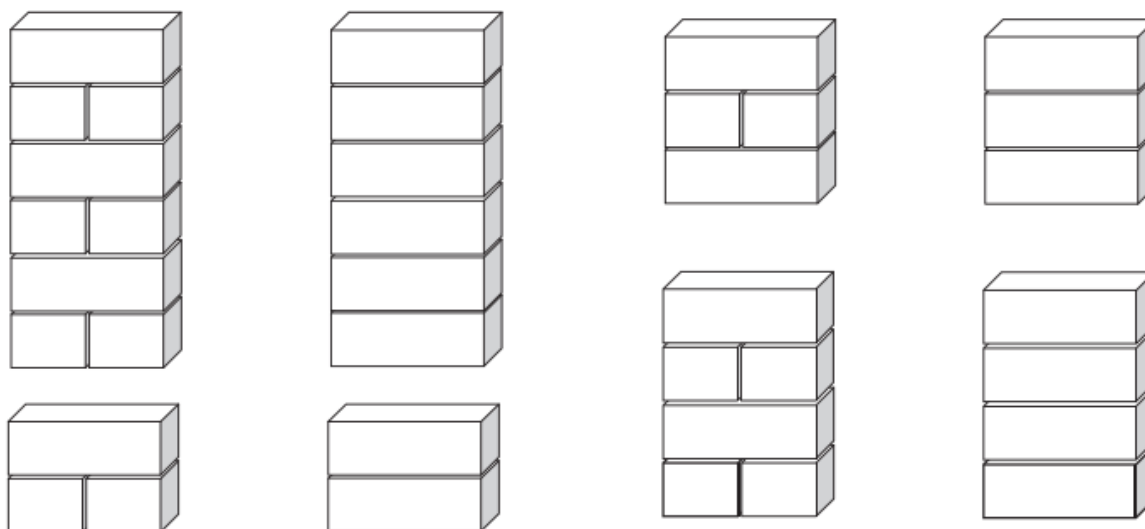


Рисунок 3–Призми із різною кількістю рядів для випробування на стиск

Таблиця 1 – Вимоги до розмірів цегляних призм для визначення міцності кладки на стиск

Норми	Американський		Канадський CSA S304.1-04	Британський B5 5628-2:2000	Австралійський AS 3700-2001
	UBC-1997	MSJC-2005			
Стандарт на випробування	Стандарт 21-17 UBC 1997	ASTM C 1314 2002	Додаток D CSA S304.1-04	Додаток D B5 5628-2:2000	Додаток C AS 3700-2001
Відношення висоти призми до товщини (h/t)	$5 \geq h/t \geq 1.3$ $h \geq 5$ цеглин	$5 \geq h/t \geq 1.3$ $h \geq 5$ цеглин	$h/t \geq 2$ $h \geq 4$ цеглини	$5 \geq h/t \geq 2$	$5 \geq h/t \geq 2$

Враховуючи вище викладене, пропозиції щодо форми і розмірів стандартного зразка для визначення міцності кладки при стисковій є важливим завданням, котре потребує розв’язання.



Рисунок 4 – Дослідні призми для визначення міцності цегляної кладки на стиск згідно [3]

Заплановано випробування серії цегляних стовпів з розмірами поперечного перерізу 510x510, 380x380 і 250x250 мм і призм (рис. 4) з метою визначення оптимальних параметрів дослідного зразка для визначення зазначеної міцносної характеристики.

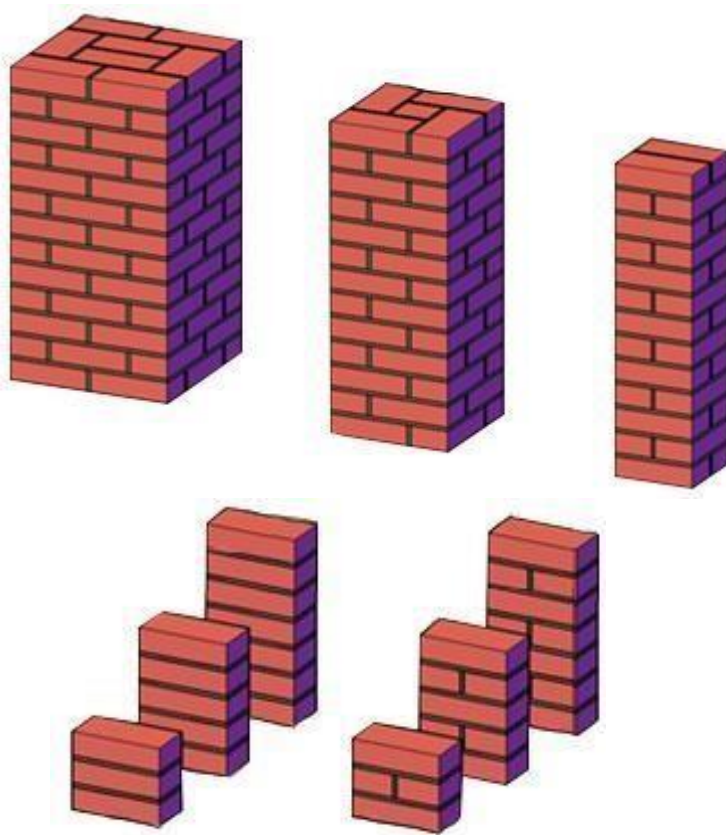


Рисунок 4 – Види дослідних зразків

Список літератури

1. Thaickavi N.N. Behaviour and strength assessment of masonry prisms/ N. N. Thaickavi, J. Thomas// Case Studies in Construction Materials. – 2018. – Vol. 8. – Pp. 23–38.
2. Korany Ya. Comparing Masonry Compressive Strength in Various Codes/ Ya. Korany, J. Glanville// Concrete International. – 2005. – July. – Pp. 35–39.
- 3/ ДСТУ Б EN 1052-1:2011 Методи випробування кам'яної кладки Частина 1. Визначення міцності при стиску (EN 1052-1:1998, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2012. – 15 с.

ПРОБЛЕМНІ ПИТАННЯ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

Олексій Дутов старший викладач

Геннадій Циганенко старший викладач

Сумський національний аграрний університет, факультет будівництва та транспорту,
м. Суми, Україна

e-mail: tsyganenkogm@gmail.com

Цегляні та панельні багатоповерхівки – переважна складова житлового фонду нашої країни. В останні роки переважна більшість житлових будинків запроєктована таким чином, що на першому поверсі влаштовують вбудовано-прибудовані приміщення комерційного призначення (супермаркети, медичні центри, офісні приміщення різного призначення та т.і), які значно спрощують життя для населення великих міст. Але в даному «сусідстві» можуть бути певні проблеми.

Придбавши комерційну нерухомість в багатоповерхівці, нові власники розпочинають з ремонтних робіт та «покращення» планувальних рішень виходячи з власних потреб, а саме: перепланування, влаштування нових важких перегородок на перекритті за власним баченням, влаштування прорізів в несучих стінових огороженнях або взагалі руйнування діафрагм жорсткості. І головне те, що в більшості випадків ці роботи проводяться без залучення сертифікованих інженерів будівельників, проектних організацій, без розробки проектно-кошторисної документації згідно чинних нормативних документів та дозвільних документів для проходження подальшої експертизи проекту.

Непередбачувані будівельні роботи по зміні планувального рішення будівлі, самочинні втручання в несучі конструкції таких будівель призводять до незадовільних чи навіть аварійних станів будівельних конструкцій та будівель в цілому. Саме в таких випадках виникає необхідність в поза планових обстеженнях технічного стану будівель відповідно до [2].

На рисунку 1 наведено фотографію з об'єкту з одним з прикладів самовільного влаштування прорізу в несучих цегляних стінах з порушенням технології її влаштування внаслідок чого утворилась тріщина на першому поверсі.

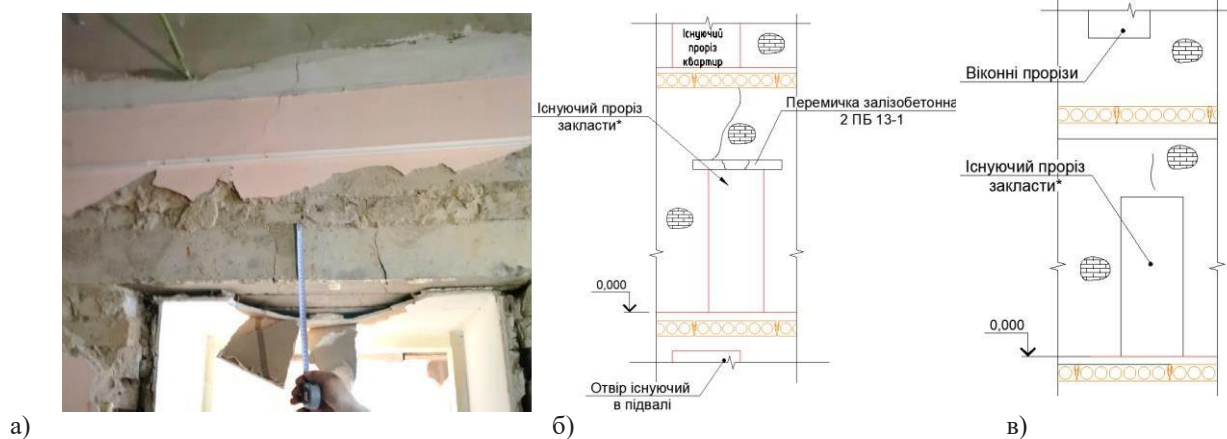


Рисунок 1. Самовільне влаштування прорізів в несучих цегляних стінах

а) фотографія зі зруйнованою перемичкою; б) тріщини по внутрішній стіні, перемичці та рекомендації по усуненню проблеми ; в) тріщини в зовнішній стіні та рекомендації по усуненню проблеми

Об'єктом є 10-ти поверховий житловий будинок з цегляними стінами. Проріз на рисунку 1, а), б) влаштовано самочинно в середній несучій стіні, товщиною 510 мм. На дану стіну з обох боків спираються багатопустотні панелі перекриття. Проріз влаштовано за допомогою брускових перемичок 2ПБ 13-1 (розрахункове навантаження 100 кг/м.п.). Крім того даний отвір зміщений по вертикалі відносно отворів підвалу та верхніх поверхів.

Внаслідок цього дана перемичка зруйнувалась та утворилась вертикальна тріщина по висоті всієї будівлі. До того ж, даний отвір влаштовано за допомогою ударного інструменту з

порушенням технології їх влаштування. На рисунку 1, в) показано, що проріз влаштовано самочинно в зовнішній несучій стіні, товщиною 770 мм, він зміщений по вертикалі відносно отворів верхніх поверхів. На дану стіну спираються багатопустотні панелі перекриття. Внаслідок цього утворилася вертикальна тріщина.

Ще гірша ситуація складається з панельними будівлями, в яких функції несучих і огорожувальних елементів виконують самі панелі товщиною 120...150 мм. Найпоширеніша проблема це самовільне створення прорізів в них з пошкодженням армування навіть демонтаж міжкімнатних панелей. І як наслідок – аварійний стан будівлі.



Рисунок 2. Самовільне влаштування прорізів в 5-ти поверховому панельному будинку

На рисунку 2 зображено самовільне вирізання в несучих стінах отворів з метою об'єднання декількох квартир в одну. Внаслідок цього відбувся перерозподіл зусиль в несучих конструкціях з появою тріщин в місцях стиків панелей з випаданням цементно-піщаного розчину. Самовільне втручання власників приміщень в об'ємно-планувальну та іноді конструктивну схему будівлі спонукають нас на роздуми стосовно надійності житлових та громадських цегляних та панельних будівель. Особливо гостро це питання виникає саме зараз, коли в країні дуть бойові дії. Як виявилось на практиці, панельні та цегляні багатопверхівки досить легко руйнуються від вибухів внаслідок потрапляння в них снарядів чи крилатої ракети. Руйнування панельних будинків відбувається за лавиноподібною схемою. Слабким місцем тут є стики панелей та те, що самі панелі не розраховані на додаткове навантаження, яке виникає під час прогресуючого обвалення. Наслідки від такого влучання – трагічні.

Дещо по іншому виглядає ситуація з каркасно-монолітними будівлями. Перепланування в таких будівлях значно простіше виконувати, оскільки набагато легше визначити несучі елементи даної будівлі. Тобто майже виключається людський фактор. Згідно ДБН [1] рекомендовано захисні споруди виконувати каркасними. На тій же практиці ми бачимо, що каркасні будівлі важче зруйнувати вибуховими речовинами. Ці статично невизначені системи мають значно більшу кількість зав'язків між несучими елементами, що і дає їм можливість вистояти при втраті несучого елемента. До того ж відповідно до ДБН [3] багатопверхові висотні будівлі обов'язково проектується з урахуванням прогресуючого обвалення.

Дані проблеми є наразі актуальними, оскільки в недалекому майбутньому нашу країну необхідно буде відбудовувати. Тому новий підхід до обрання конструктивної схеми будівлі повинен бути на першому місці.

Список літератури

1. ДБН В.2.2.5-97 «Захисні споруди цивільного захисту»
2. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд щодо визначення та оцінки їх технічного стану»
3. ДБН В.2.2-41:2019 «Висотні будівлі. Основні положення»

ДОСЛІДЖЕННЯ ЖОРСТКОСТІ КАРКАСНОЇ БУДІВЛІ

Олексій Душин, магістрант 1 курсу,
Владислав Душин, к.т.н., доцент, завідувач кафедри будівельних конструкцій,
Сумський національний аграрний університет,
vladislav78vd@gmail.com.

Будівля в цілому та окремі її елементи, що піддаються впливу різних навантажень, повинні мати:

міцність, яка визначається здатністю будівлі та її елементів не руйнуватися від дії навантажень;

стійкість, обумовленою здатністю будівлі чинити опір перекиданню при дії горизонтальних навантажень;

просторову жорсткість, що характеризується здатністю будівлі та її елементів зберігати первісну форму при дії прикладених сил.

У каркасних будинках просторова жорсткість забезпечується:

спільною роботою колон, ригелів та перекриттів, що утворюють геометрично незмінну систему;

влаштуванням між стойками каркасу спеціальних діафрагм жорсткості;

стінами сходових кліток, ліфтових шахт;

укладанням у перекритті настилів-розпірок;

надійними з'єднаннями вузлів.

Зазначені конструктивні рішення дають лише загальні конструктивні уявлення про заходи щодо забезпечення просторової жорсткості будівлі.

Використання сучасних розрахункових комп'ютерних програмних комплексів дає можливість дослідити загальну стійкість та просторову жорсткість будівлі в залежності від взаємного поєднання та розташування конструктивних елементів.

При проектуванні дев'ятиповерхового житлового будинку соціального житла в с. Боярка Києво-Святошинського району Київської області були проведені дослідження напружено-деформований стан елементів каркасу в залежності від розташування діафрагм жорсткості за допомогою програмного комплексу «Мономах-2013».

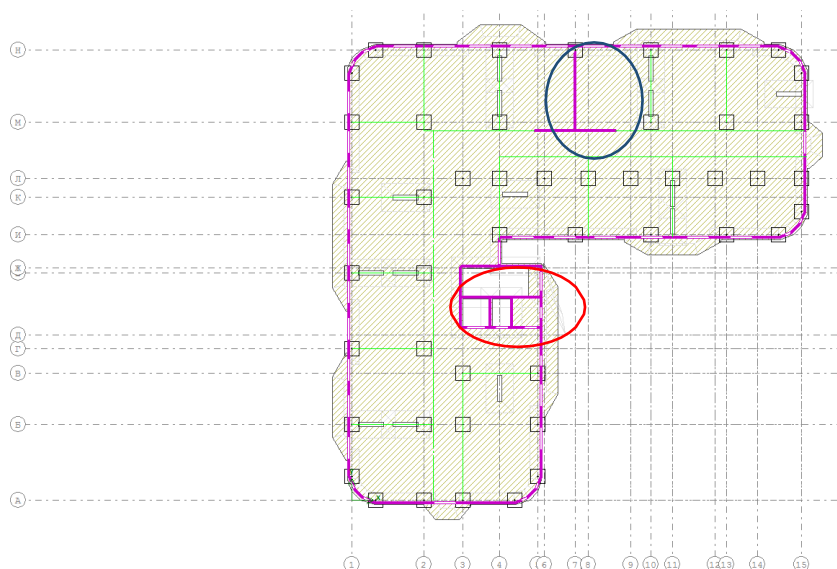


Рисунок 1. Розрахункова схема 1.

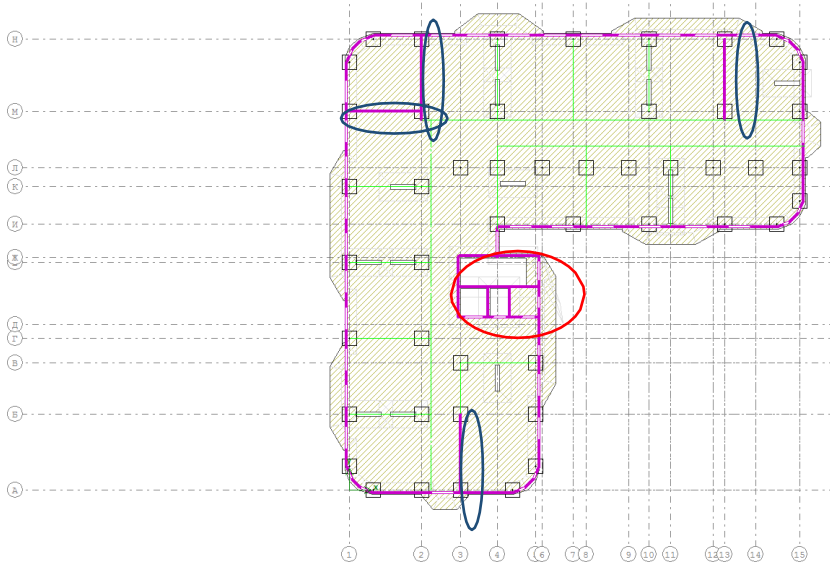


Рисунок 2. Розрахункова схема 2.

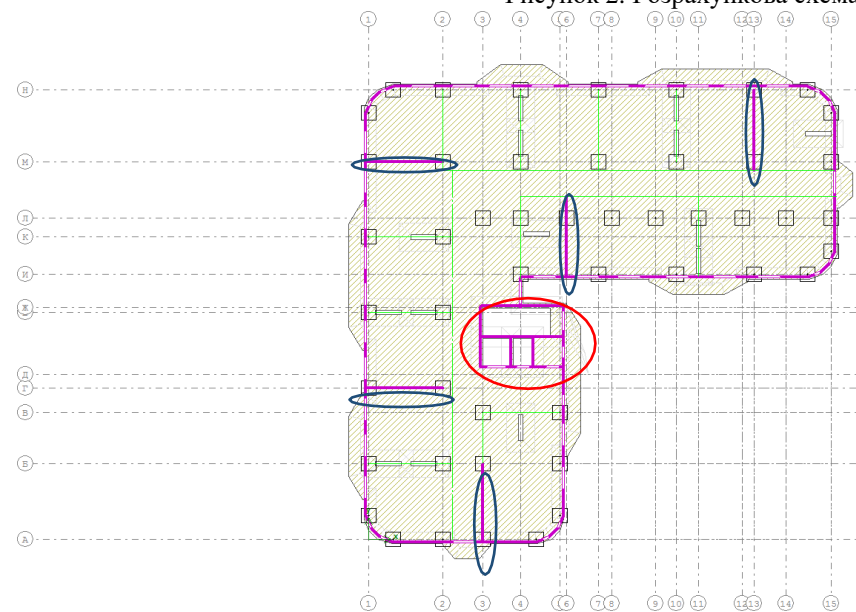


Рисунок 3. Розрахункова схема 3.

На рис 1-3 показане різне розташування діаграм жорсткості, які показано синім кольором. Червоним кольором виділене розташування ядра жорсткості у вигляді сходової клітини та ліфтових шахт, яке остається незмінним.

Результати досліджень показали достатню різницю напружень в елементах каркасу та відчутно суттєву різницю в кількості матеріалів для зведення будівлі.

Список літератури

1. Електронний ресурс: <https://studfile.net/preview/1790828/>

РОЗВИТОК РЕКРЕАЦІЙНИХ ТЕРИТОРІЙ В СУЧАСНІЙ ЗАБУДОВІ МІСТА

Аліна Зигун, к.т.н., доцент

доцент кафедри будівництва та цивільної інженерії

Артем Плешинець, аспірант кафедри будівництва та цивільної інженерії,

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Зона рекреаційного призначення це ділянками території в межах і поза межами населених пунктів, що призначені для організації масового відпочинку населення, туризму, занять фізичною культурою та спортом, курортні установи, а також для покращення екологічної ситуації та включає парки, сади, міські ліси, лісопарки, пляжі, водойми та інші об'єкти, що використовуються в рекреаційних цілях та формують систему відкритих просторів населених пунктів[1,2].

Планувальна організація території рекреаційної зони визначається функціональними та архітектурно-будівельними критеріями. За архітектурно-будівельними критеріями всі рекреаційні зони можливо поділити на територію забудови та територію природного рекреаційного ландшафту[3,4].

Залежно від форм та видів рекреаційних занять та транспортної доступності рекреаційних територій, в них можливо виділити такі території[5,6]:

- *щоденного відвідування*, що включають внутрішньоміські парки, сади, спортивні центри тощо, прилеглі до міста території заміського короткочасного відпочинку, парки в безпосередній близькості від міста, лісопарки, гідропарки, об'єкти спортивного та культурно-масового призначення. Пішохідна доступність цих об'єктів не має перевищувати 30 хвилин;

- *щотижневого відвідування*, що включають об'єкти заміського короткочасного відпочинку без ночівлі та з ночівлею, об'єкти ближнього туризму, пляжні комплекси, мисливські та рибальські бази, сади, центри дачного відпочинку, що розміщуються переважно в зеленій зоні ядра групової системи. Максимальні витрати часу пересування відпочиваючих приймаються 1 година.

- *тривалих та змішаних видів рекреації*, що включають установи тривалого відпочинку та санаторного лікування, місця короткочасного відпочинку автотуристів, об'єкти далекого туризму, розташовані в межах зовнішньої зони групової системи населених місць. Максимальні витрати часу на пересування відпочиваючих повинні становити трохи більше 2 годин.

- *тривалого використання та курортного лікування*, що включають установи та комплекси установ санаторно-курортного лікування, тривалого відпочинку, туризму та автотуризму, що розміщуються за межами зовнішньої зони групової системи населених місць. Витрати часу пересування відпочиваючих до них можуть становити понад 2 год.

Рекреаційні території різного призначення об'єднуються системоутворюючими зв'язками (пішохідними та транспортними дорогами, туристичними трасами, мережею культурно-побутових об'єктів тощо) з населеними пунктами та між собою у підсистемі (комплекси, зони, планувальні райони) та в єдину рекреаційну систему населених місць. З урахуванням розташування, виду та угруповання природних ресурсів слід здійснювати функціональне зонування рекреаційної системи з виділенням (див. рис. 1):

- рекреаційної зони, призначені для розміщення зон відпочинку, комплексів та окремих установ санаторного лікування, відпочинку та туризму, а також включають місця короткочасного відпочинку в зеленій зоні, населені пункти рекреаційного профілю тощо;

- зони природних ландшафтів, що включають природні парки, заповідники, заказники, ділянки сільськогосподарських угідь тощо. У зону природних ландшафтів доцільно включати також території, що резервуються з метою перспективного розвитку курортного

лікування, особливо у районах складного народногосподарського розвитку (курортно-промислових, рекреаційно-аграрних тощо);

- зони обслуговування, що включає місця розселення обслуговуючого персоналу, об'єкти комунально-господарського призначення, ділянки парникових господарств, що забезпечують потреби відпочиваючих тощо.

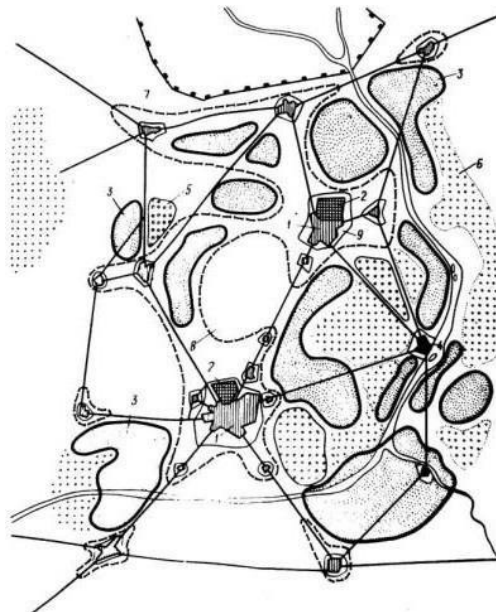


Рисунок 1 – Принципова схема розвитку рекреаційної території у забудові міста

1 – міста групової системи населених місць; 2 – виробничо-господарські зони; 3 – зони тривалого та короткочасного відпочинку; 4 – міста – центри туризму, курорти; 5 – рекреаційні ліси; 6 – ліси та мисливські господарства; 7 – природні парки, заповідники, заказники; 8 – межі зон інтенсивного міського та сільського розселення; 9 – межі зелених зон населених пунктів

Функціональне зонування рекреаційної території ґрунтується на диференціації території за загальним функціональним напрямом розвитку району та передбачає внутрішню диференціацію виділених у районі рекреаційних зон за видами рекреаційної діяльності.

Функціональне зонування має узгоджуватися з:

- принципами ландшафтного зонування;
- принципами компактності об'ємно-планувальних структур;
- принципами різноманітності з архітектурно-просторової структури та диференціації з функціонального профілю рекреаційних територій;
- принципами динамічності та розвитку рекреаційної агломерації;
- принципами охорони цінних ландшафтів.

Список літератури

1. Бейдик О.О. Рекреаційно-туристичні ресурси України: Методологія та методика аналізу, термінологія, районування / О.О. Бейдик. - К.: ВЦ КНУ, 2002. - 396 с.
2. Величко В.В. Організація рекреаційних послуг: навч. посіб.; Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О.М. Бекетова. Х.: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2013. – 202 с.
3. Полчанінова І. Л. Рекреаційні комплекси світу : навч. посібник / І. Л. Полчанінова, М. М. Покоłodна ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О.М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2018. –107с.
4. Савранчук Л.А. Рекреаційно-територіальні комплекси: конспект лекцій // Укл.: Л.А. Савранчук, В.Г. Явкін, В.І. Ясенчук. - Чернівці: Рута, 2008. - 44 с.
5. Стафійчук В.І. Рекреалогія / В.І. Стафійчук. - К.: Альтерпрес, 2006. - 263 с.
6. Фоменко Н.В. Рекреаційні ресурси та курортологія / Н.В. Фоменко. - К.: ЦНЛ, 2004. - 311 с.

ОСОБЛИВОСТІ ВІДНОВЛЕННЯ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ, ПОШКОДЖЕНИХ ВНАСЛІДОК ВІЙСЬКОВИХ ДІЙ

Голік О.В., магістрант

Науковий керівник – **Ільченко В.В.**, доцент, канд. техн. наук

znpbud@gmail.com

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Сучасна мережа автомобільних доріг загального користування України, яка була сформована в 70-80 рр. минулого століття, має загальну протяжність майже 170 тис.км, зокрема 52 тис.км доріг мають статус державного значення (понад 30% від загальної протяжності доріг).

Внаслідок масштабної російської військової агресії у 2022 році зазнали пошкоджень понад 25 тис км автомобільних доріг загального користування України (15% від загальної протяжності доріг), зокрема майже 9 тис.км. автомобільних доріг державного значення. На автодорогах було частково чи повністю зруйновано близько 330 об'єктів дорожньої інфраструктури (мости, шляхопроводи тощо), з них 140 – на дорогах державного значення [1].

Пошкодження мережі автомобільних доріг загального користування та об'єктів дорожньої інфраструктури внаслідок військових дій можна умовно розділити:

– за масштабністю:

– масштабні пошкодження та руйнування автомобільних доріг та об'єктів інфраструктури на територіях, що тимчасово перебували чи перебувають в зоні активних військових дій;

– місцеві (локальні) пошкодження та/або руйнування автомобільних доріг та об'єктів інфраструктури на територіях, що зазнали ракетно-бомбових ударів за межами активних військових дій;

– не визначені масштаби пошкоджень мають автомобільні дороги та об'єкти інфраструктури на територіях, що перебувають в тимчасовій окупації та можуть найближчим часом бути в зоні активних військових дій;

– за ступенем складності:

– слабкий – пошкодження верхніх шарів покриття дорожнього одягу, що можуть виникати внаслідок руху важкої військової техніки та вибухів невеликої потужності (рис. 1а);

– середній – пошкодження та/або руйнування всіх шарів покриття та верхніх шарів основи дорожнього одягу, що можуть виникати внаслідок локальних вибухів великої потужності (рис. 1б);

– сильний – пошкодження та руйнування всієї конструкції дорожнього одягу (можливо з пошкодженням земляного полотна чи конструкцій штучних споруд) внаслідок множинних вибухів великої потужності (рис. 1в).

За підрахунками Укравтодору (від січня 2023 року – Державне агентство відновлення та розвитку інфраструктури України) середня вартість капітального ремонту одного кілометра автомобільної дороги I категорії становить 60 млн.грн, II категорії – 30 млн.грн, III категорії – 25 млн.грн, IV категорії – 15 млн.грн, V категорії – 10 млн.грн (в цінах 2020 року) [2]. Середня вартість дорожніх робіт залежить від категорії автомобільної дороги та ряду інших факторів, проте загалом складається на 60% з вартості матеріалів, виробів та конструкцій (органічне та мінеральне в'язуче, кам'яні матеріали тощо), 20% – вартість експлуатації дорожніх машин і механізмів, 10% – заробітна плата, 10% – інші витрати. Таким чином, орієнтовна загальна вартість робіт з відновлення мережі автомобільних доріг загального користування та об'єктів дорожньої інфраструктури, що зазнали пошкоджень внаслідок військових дій, становить близько 1 млрд.грн [1].

а)



б)



в)



Рисунок 1 – Ступені пошкодження та руйнування автомобільних доріг:
а) слабкий; б) середній; в) сильний

Зважаючи на значні обсяги пошкоджень та вартість робіт з відновлення автомобільних доріг загального користування в повоєнний період, при складанні проектно-кошторисної документації слід застосовувати альбом типових конструкції дорожнього одягу [3], які розроблено для ремонту доріг різних категорій залежно від ступенів пошкодження та руйнування (див. на рис. 2) згідно діючих нормативних вимог на проектування нежорстких та жорстких дорожніх одягів [4-6].

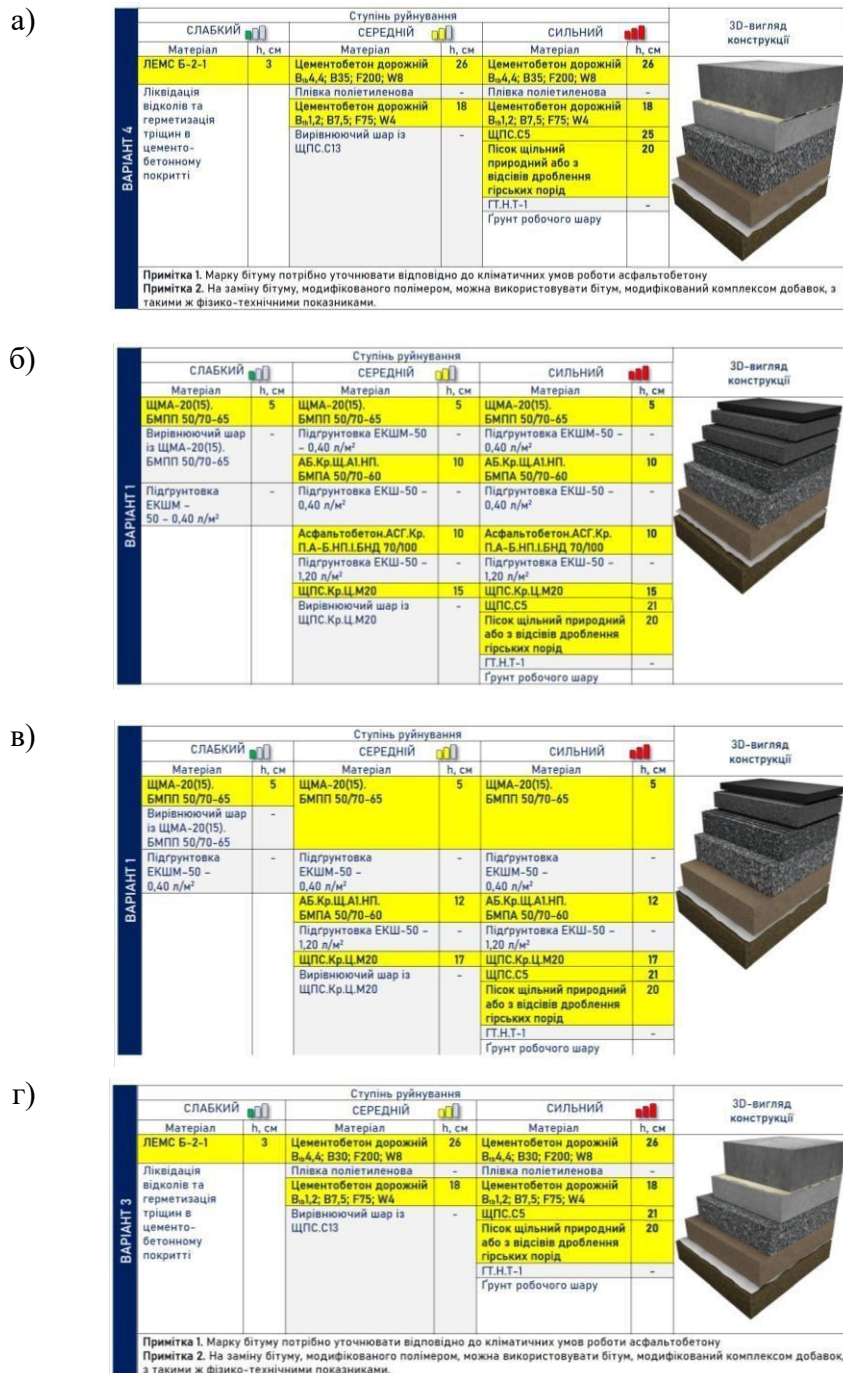


Рисунок 2 – Приклади відновлення різних конструкцій дорожніх одягів: а-б) на дорогах I категорії; в-г) на дорогах II категорії [3]

Список літератури

1. Збитки мережі автодоріг від війни наближаються до мільярда. Економічна правда [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.epravda.com.ua>
2. В "Укравтодорі" розповіли, скільки коштує будівництво 1 кілометра дороги, Економічна правда, [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.epravda.com.ua>
3. Альбом конструкцій дорожнього одягу. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: https://bit.ly/album_KDO
4. ДБН В.2.3-4:2015. Споруди транспорту. Автомобільні дороги. – Київ, 2016.
5. ГБН В.2.3-37641918-559:2019. Дорожній одяг нежорсткий. Проектування.– Київ, 2019.
6. ГБН В.2.3-37641918-557:2016. Дорожній одяг жорсткий. Проектування. – Київ, 2016.

ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ТРАНСПОРТНОГО БУДІВНИЦТВА

Малярчик В.В., студент

Науковий керівник – **Карюк А.М.**, доцент, канд. техн. наук

kariuk15@ukr.net

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Геодезичні роботи супроводжують дорожнє проектування та будівництво на усіх етапах життєвого циклу автомобільних доріг, а саме при плануванні, інженерних вишукуваннях, проектуванні, будівництві, моніторингу і експлуатації та знову плануванні. Геодезичні роботи у дорожньому будівництві забезпечують проєктні, будівельні та виконавчі роботи у дорожньому будівництві повними, якісними та актуальними вихідними даними про ситуацію та рельєф місцевості, існуючі наземні, підземні й надземні будівлі та споруди, пункти опорних геодезичних мереж та пункти геодезичної розмічувальної мережі у районі будівництва.

Успішність реалізації кожного етапу життєвого автомобільних доріг в тій чи іншій мірі залежить від складу і змісту геодезичних робіт, якості їх планування та виконання. Тому визначення вимог до складу і змісту геодезичних робіт при будівництві, реконструкції та капітальному ремонті автомобільних доріг є важливою складовою цих етапів життєвого циклу автомобільних доріг. Згідно стандарту [1] протягом життєвого циклу автомобільної дороги геодезичні роботи потрібно виконувати на стадіях:

- інженерно-геодезичних вишукувань;
- розроблення ескізного проєкту та техніко-економічного обґрунтування;
- розроблення проєкту або робочого проєкту,
- розроблення робочої документації при поновленні будівництва, зміні та деталізації проєктних рішень, а також при потребі у додаткових вишукуваннях;
- будівництва об’єкта (геодезичне забезпечення будівництва);
- прийняття в експлуатацію завершеного будівництвом об’єкта;
- експлуатації штучних споруд (мости, шляхопроводи тощо).

Наразі склад та обсяг геодезичних робіт у дорожньому будівництві динамічно розвивається, оскільки впроваджуються нові технології геодезичних робіт, сучасні геодезичні прилади та автоматизовані методи обробки геодезичних даних. Згідно стандарту [1] геодезичні роботи у дорожньому будівництві можна умовно поділити на основні та підготовчі. До складу основних геодезичних робіт у дорожньому будівництві входять:

- інженерно-геодезичні вишукування, що виконуються з метою забезпечення потреб проектування, розроблення робочої та виконавчої документації;
- виконання розмічувальних робіт на стадії будівництва автомобільних доріг та транспортних споруд;
- геодезичний контроль та виконавче (контрольне) знімання завершених будівництвом елементів та об’єктів дорожнього будівництва;
- геодезичний моніторинг об’єктів дорожнього будівництва під час експлуатації;
- розроблення рішень щодо організації геодезичних робіт у складі проєкту організації будівництва та окремого проєкту виконання геодезичних робіт для вибору ефективного методу їх виконання з врахуванням технології виконання будівельних робіт.

Інженерно-геодезичні вишукування є окремим видом геодезичних робіт, метою яких є отримання повних та достовірних топографо-геодезичних матеріалів і відомостей про ситуацію та рельєф місцевості у районі виконання робіт. Порядок виконання інженерно-геодезичних вишукувань регламентується законом України [2], нормами [3] та іншими нормативно-правовими документами України.

До складу інженерно-геодезичних вишукувань, як окремі види робіт входять:

- геодезичний нагляд за небезпечними природними явищами, моніторинг їх розвитку;
- складання та оновлення інженерно-топографічних планів наземних, підземних та надземних інженерних комунікацій та споруд;
- складання цифрової моделі місцевості;
- отримання «хмари точок», як результату сканування місцевості;
- узгодження характеристик та правильності нанесення інженерних комунікацій на інженерно-топографічні плани;
- геодезичне забезпечення інших видів робіт та вишукувань (прив’язка геологічних свердловин, геофізичних та гідрометеорологічних точок вимірювань тощо).

Останнім часом на автомобільних дорогах України набирає широкої популярності лазерне сканування. Такий метод заснований на комп’ютерній обробці даних, отриманих в результаті роботи лазерного далекоміра. Датчики реєструють сигнали лазера, відбиті від різних поверхонь, кожен відбитий сигнал фіксується в пам’яті системи як точка в тривимірному просторі. Прив’язка точок до системи координат здійснюється за допомогою навігаційної супутникової системи та інерціального модуля. Процес лазерного сканування дозволяє визначати координати всіх точок в межах радіусу своєї дії [4]. Сканування проводиться за допомогою автомобіля, на якому встановлена система датчиків та іншої апаратури. Рухаючись по трасі зі швидкістю основного потоку автомобілів, система безперервно сканує місцевість, кут огляду при цьому – 360 градусів, а частота сканування – до мільйона імпульсів в секунду. Результатом лазерного сканування є сформовані хмари точок, які відображають простір на момент сканування. Щільність зйомки може бути різною в залежності від поставленого завдання, аж до декількох тисяч пікетів на квадратний метр. Лазерна зйомка доріг складається з двох етапів: самого сканування і комп’ютерної обробки її результатів. Із сукупності точок вибираються ті, що належать до дороги; на їх основі будується 3D-модель дороги і прилеглої місцевості. Потім хмари точок зіставляються з фотозображенням місцевості і фарбуються у відповідні кольори, що надає зображенню повну реалістичність. Основна перевага методу лазерного сканування – це можливість оперативного проведення зйомки в умовах безперервного дорожнього руху, без порушення роботи транспортної інфраструктури.

Сучасне геодезичне обладнання та інструменти дозволяють виконувати найскладніші проекти в максимально короткий термін та забезпечувати точність всіх розрахунків і підвищувати продуктивність праці. Поряд з традиційними методиками виконання геодезичних робіт необхідно застосувати методики, які передбачають використання сучасних приладів, які можуть забезпечити істотний техніко-економічний ефект.

Список літератури

1. ДСТУ 9154:2021 Настанова з виконання геодезичних робіт у дорожньому будівництві / [Електронний ресурс] – Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=96552.
2. Закон України «Про топографо-геодезичну і картографічну діяльність» / [Електронний ресурс] – Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/353-14#Text>.
3. ДБН А.2.1-1-2008 «Інженерні вишукування для будівництва» / [Електронний ресурс] – Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=40217.
4. Сучасні геодезичні прилади, які використовують під час будівництва, реконструкції та ремонтних робіт автомобільних доріг / [Електронний ресурс] – Режим доступу: <https://dorndi.org.ua/ua/suchasni-geodezichni-priladi-yaki-vikoristovuyuty-pid-chas-budivnictva-rekonstrukciyi-ta-remontnih-robot-avtomobilynih-dorig>

СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНИЙ АНАЛІЗ КОЛИВАНЬ І СТІЙКОСТІ ПРУЖНИХ ОБОЛОНОК ПРИ ДІЇ ТЕРМОСИЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Ольга Кривенко *ст. наук. співр., канд. техн. наук,*
e-mail: olakor@ukr.net

Петро Лізунов *проф., д-р техн. наук,*
Юрій Ворона *доц., канд. техн. наук*

Олександр Калашніков *здобувач ступеня канд. техн. наук.*
Київський національний університет будівництва і архітектури

Оболонки, як гнучкі тонкостінні елементи підвищеної міцності, широко використовуються в інженерних конструкціях багатьох галузей. Для надання більшої жорсткості оболонки часто підкріплюється ребрами. Навіть якщо ребра мають малу висоту, це істотно підвищує міцність конструкції при незначному збільшенні її маси. За технологічними вимогами оболонки можуть мати виїмки, канали, вирізи. За наявності таких геометричних особливостей всю конструкцію необхідно розглядати як оболонку ступінчасто-змінної жорсткості (чи ступінчасто-змінної товщини). У процесі експлуатації оболонки можуть знаходитись під дією статичних термосилових навантажень. Відомо, що температурні поля можуть викликати істотні деформації в оболонці і бути вирішальним фактором, від якого залежить форма та момент втрати стійкості конструкції. Розрахунки оболонок, як систем з ускладненою структурою, викликають не тільки обчислювальні, але й принципові методичні труднощі. Їхнє вирішення приводить до необхідності розробки універсальних розрахункових моделей. Робота присвячена проблемі розширення наявного методу аналізу напружено-деформованого стану (НДС) та стійкості неоднорідних оболонок на задачі модального аналізу конструкції на кожному кроці термосилового навантаження.

Скінченно-елементний метод розв'язування статичних задач геометрично нелінійного деформування, стійкості та закритичної поведінки тонкостінних оболонкових конструкцій ускладненої геометричної форми, що знаходяться під дією термосилових навантажень, створено на основі єдиних методологічних позицій просторової геометрично нелінійної теорії термопружності та моментної схеми скінченних елементів (МССЕ) [1,2,3]. Розрахункова скінченно-елементна модель неоднорідної оболонки побудована на базі розробленого універсального просторового скінченного елемента (СЕ), що враховує геометричні особливості конструктивних елементів і багат шарову структуру матеріалу оболонки.

Універсальний СЕ розроблено на основі відомого ("стандартного") 8-ми вузлового ізопараметричного просторового скінченного елемента з полілінійними функціями форми для координат і переміщень. За рахунок введених додаткових змінних параметрів "стандартний" просторовий СЕ може бути перетворений на модифікований скінченний елемент. Він може бути ексцентрично зміщеним відносно серединної поверхні обшивки оболонки (під обшивкою оболонки розуміється оболонка без особливостей за товщиною) та може змінювати свої розміри в напрямку товщини для моделювання ділянок оболонки як збільшеної товщини (з ребрами, накладками), так і зменшеної товщини (з виїмками, каналами). На базі цього універсального СЕ розроблена єдина розрахункова модель, що враховує різні особливості конструктивних елементів неоднорідної оболонки. Прийнятий підхід дає змогу досліджувати поведінку оболонкових конструкцій різного типу в рамках єдиної методології.

Дослідження процесів геометрично нелінійного деформування оболонки виконується на основі загальної лагранжевої постановки варіаційної задачі у приростах. Відповідно до цього частоти і форми власних коливань оболонки визначаються в моменти її крокового термосилового навантаження [4,5,6]. На кожному кроці навантаження враховуються новий деформований стан оболонки та накопичені на попередніх кроках напруження. Таким чином,

у задачах про власні коливання оболонки враховується наявність попереднього напруження конструкції від дії різноманітних статичних термосилових навантажень.

Ефективність розробленого методу продемонстровано на низці класичних тестових прикладах, для яких досліджена збіжність і точність розв’язків, що отримуються. Порівняльний аналіз розв’язків, що отримані за МССЕ, з результатами, що одержані за допомогою програмних комплексів (ПК) ЛІРА, SCAD, NASTRAN, а також в роботах інших авторів, підтвердив ефективність методу і достовірність розв’язків.

Перший приклад присвячено модальному аналізу консольної циліндричної панелі. Ця задача використовується дослідниками для тестової апробації різних скінченних елементів у задачах динаміки.

Друга задача присвячена дослідженню НДС і стійкості пологої сферичної осесиметричної панелі, при двох способах закріплення контуру: жорстке затиснення та шарнірне опирання. Термосилове навантаження складається з двох стадій. Спочатку оболонка нагрівається на T . ($T = 0^\circ, 20^\circ, 40^\circ \text{C}$), потім донавантажується тиском.

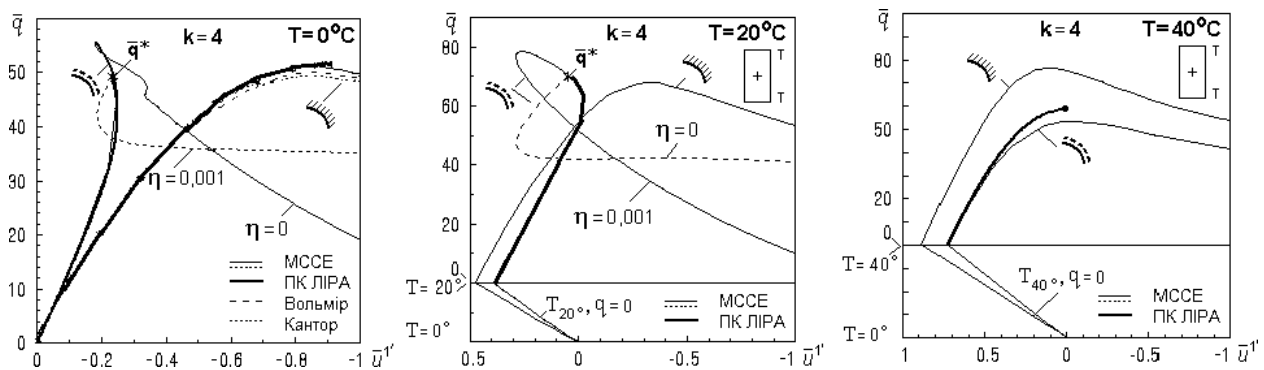


Рисунок 1 – Діаграми «навантаження–прогин» у центрі панелі

Алгоритм МССЕ для панелі з шарнірним опиранням (рис. 1) (варіанти нагріву $T = 0^\circ, 20^\circ \text{C}$) виявив можливу точку розгалуження (*) на діаграмі «навантаження–прогин» у докритичній області (рис. 1). Розв’язок, отриманий за допомогою ПК ЛІРА [7], визначив ту саму точку з незначною розбіжністю за навантаження q^* , як верхнє критичне навантаження.

Для ідентифікації за МССЕ суміжної форми деформування в околі q^* , в початкову ідеальну форму серединної поверхні оболонки було внесене збурення за формулою $\eta \sin(\pi r/a) \cos(\varphi)$, де $\eta=0.001$ – малий параметр, r і φ – полярні координати. Це дало змогу точно ідентифікувати точку (*) як точку біфуркації ідеальної панелі, розв’язок для якої має розгалуження. При цьому осесиметрична форма деформування ідеальної панелі трансформується в суміжну неосесиметричну форму. На рисунку отримана гілка показана пунктирною лінією.

У наступній задачі досліджується вплив трьох варіантів попереднього нагріву ($T = -20^\circ, 0^\circ, 20^\circ \text{C}$) на стійкість і коливання квадратної сферичної оболонки з отвором (рис. 2). Діаграми «навантаження–прогин» в точці А (рис. 2) добре узгоджуються з відповідними, що отримані за допомогою ПК ЛІРА, за усією кривою, з незначною розбіжністю для верхнього критичного навантаження.

Між частотами, що отримані за допомогою МССЕ і за допомогою ПК ЛІРА, є хороша відповідність. Форми коливань для ненавантажених оболонок ($T = 0^\circ \text{C}$, $q = 0$) наведено на рис. 3. Форми, що отримані за допомогою ПК ЛІРА, для наочності показані на малюнках у вигляді муарових смуг.

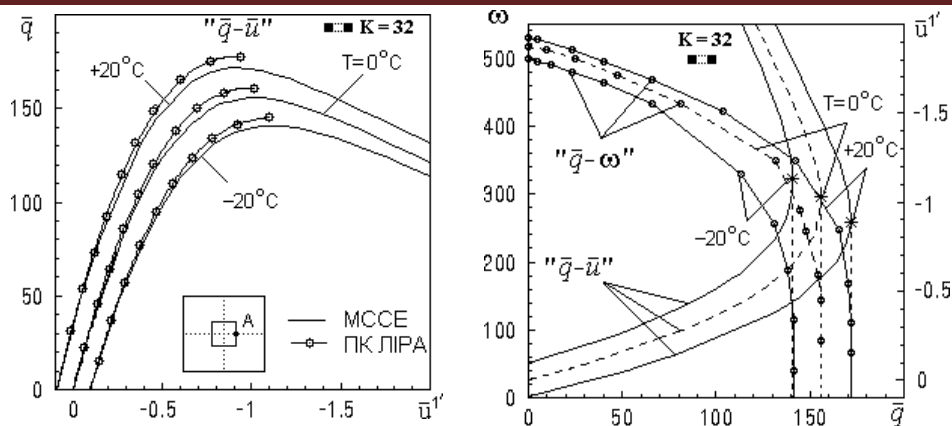


Рисунок 2 – Діаграми «навантаження – прогин» та діаграми «навантаження – частота»

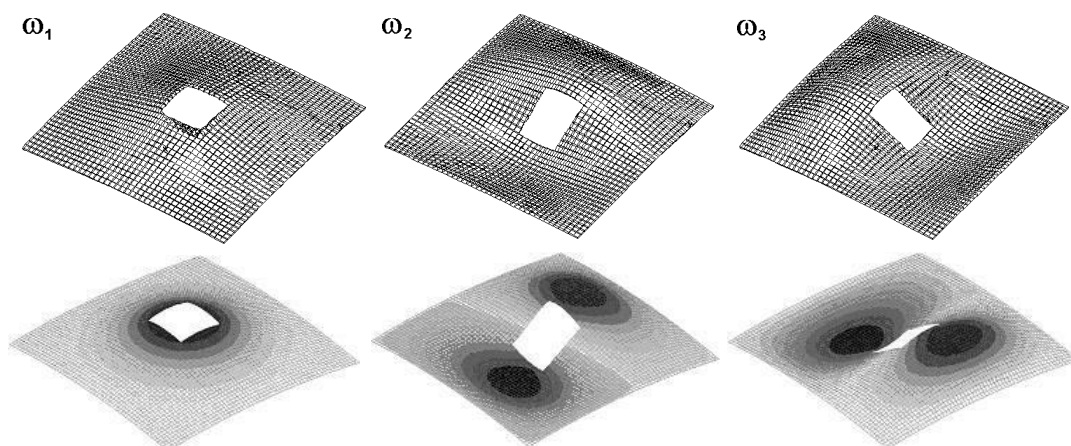


Рисунок 3 – Перші три форми коливань оболонки у вихідному стані

Таблиця 1 – Залежність частот від величини нагріву, $\bar{q} = 0$

$T, ^\circ\text{C}$	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	ω_5
0	516.04	519.38	519.38	609.26	714.34
ПК ЛІРА	515.17	519.63	519.63	610.02	713.51
-20	499.77	508.29	508.38	602.11	712.05
Δ_0^{-20}	-3.15	-2.13	-2.12	-1.17	-0.32
+20	530.17	530.17	531.51	616.65	716.62
Δ_0^{+20}	+2.37	+2.08	+2.33	+1.21	+0.32

Попередній нагрів та попереднє охолодження оболонки приводить до незначних змін частот (табл. 1). У випадку попереднього охолодження ($T = -20^\circ\text{C}$), як і для ненагрітої панелі ($T = 0^\circ\text{C}$), кратними є частоти $\omega_2 = \omega_3$. Тому перші три форми власних коливань подібні до зображених на рис. 3. У випадку попереднього нагріву ($T = +20^\circ\text{C}$) кратними стають частоти $\omega_1 = \omega_2$. Тому форми коливань подібні до форм, що відповідають частотам $\omega_2, \omega_3, \omega_1$ на рис. 3. Отримані результати добре узгоджуються з даними, отриманими за допомогою ПК ЛІРА.

При донавантаженні оболонки рівномірно розподіленим тиском характер відповідних форм коливань залишається незмінним для усіх рівнів навантаження, при цьому змінюється лише амплітуда коливань.

Висновки. Розглянуто комплексний метод дослідження геометрично нелінійного деформування, втрати стійкості та коливань тонких неоднорідних оболонок під дією статичних термосилових навантажень. Метод базується на геометрично нелінійних співвідношеннях тривимірної теорії термопружності, використанні моментної схеми скінчених елементів та застосуванні універсального тривимірного ізопараметричного скінченного елемента з додатковими змінними параметрами. Модальний аналіз оболонки виконується на кожному кроці термосилового навантаження з урахуванням попередньо напруженого стану деформованої оболонки.

Порівняння результатів розрахунків, отриманих за моментною схемою скінчених елементів, з даними, одержаними за допомогою ПК ЛПА, свідчить про ефективність методу.

Список літератури

1. Баженов В.А., Кривенко О.П., Соловей М.О. Нелінійне деформування та стійкість пружних оболонок неоднорідної структури. Київ: ЗАТ Віпол, 2010. 316 с.
2. Баженов В.А., Кривенко О.П., Соловей Н.А. Нелинейное деформирование и устойчивость упругих оболочек неоднородной структуры: Модели, методы, алгоритмы, малоизученные и новые задачи. Москва: Книжный дом ЛИБРИКОМ, 2013. 336 с.
3. Кривенко О. П., Лізунов П. П., Ворона Ю. В., Калашніков О.Б. Використання моментної схеми скінчених елементів при дослідженні тонких пружних оболонок неоднорідної структури. *Управління розвитком складних систем*. 2023. № 53.
4. Vazhenov V., Krivenko O. Buckling and Natural Vibrations of Thin Elastic Inhomogeneous Shells. Saarbruken, Deutschland: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2018. 97 p.
5. Баженов В.А., Кривенко О.П. Стійкість і коливання пружних неоднорідних оболонок при термосилових навантаженнях. Київ: Вид-во Каравела, 2020. 187 с.
6. Krivenko O.P., Lizunov P.P., Vorona Yu.V., Kalashnikov O.B. A Method for Analysis of Nonlinear Deformation, Buckling, and Vibrations of Thin Elastic Shells of an Inhomogeneous Structure. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*. Kyiv: KNUBA. 2023. Issue 110.
7. Лира 9.4 Примеры расчета и проектирования. Учебное пособие. / Боговис В.Е., Гензерский Ю.В., Гераймович Ю.Д. и др. Киев: изд-во «Факт». 2008. 164 с.

УДК 528.48

ЗАСТОСУВАННЯ ТРАСОШУКАЧІВ У БУДІВНИЦТВІ

Левков Д.Р., студент

Науковий керівник – **Міщенко Р.А., доцент, канд. техн. наук**

rom2014rom2014@gmail.com

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Трасошукачі ефективні прилади для пошуку та трасування підземних комунікацій. Вони відносяться до обладнання неруйнівного контролю. Прилад для визначення місця розташування і глибини залягання підземних комунікацій (силові кабелі, трубопроводи). Трасошукачі застосовують для обстеження ділянок місцевості перед виконанням земляних робіт та визначення місць ушкодження кабельних ліній. Різні моделі мають свою характеристику, за допомогою якої визначається спектр використання для пошуку прихованої проводки, або для моніторингу стану магістральних трубопроводів.

Трасошукачі стають все більш затребуваними, так як зростає кількість підземних комунікацій. Не у всіх організацій є точні та повні карти територій з нанесеними підземними комунікаціями. Кабельний трасошукач використовують для того, щоб не пошкодити трубопроводи та кабелі, або знайти пошкоджену ділянку кабелю.

Основним напрямком Leica Geosystems є розробка інженерних рішень для геодезичних задач. Продукція компанії є однією із найбільш передових на сучасному ринку професійного обладнання. Швейцарські технології, професіоналізм розробників та новаторський підхід вивели фірму в лідери ринку геодезичного обладнання.

Leica Geosystems пропонує сучасні трасошукачі серій Leica DD і DD SMART, ULTRA, трасувальники комунікацій Trace Rod і георадар DS2000. Локатори спільно з генераторами сигналів дозволяють точно виявити струмопровідні та металеві підземні комунікації, а також відстежити їх напрямком. Для пошуку керамічних, пластикових, бетонних, дерев'яних інших неметалевих комунікацій використовується трасошукач Trace Rod з провідом довжиною 50 або 80 м. Георадарна система Leica DS2000 підходить для пошуку всіх можливих, в тому числі електронепровідних об'єктів (керамічні і пластикові труби, лінії оптоволокна) [1].

Компанія постійно проводить оновлення професійних трасошукачів. Замінивши локатори-трасошукачі Digicat і передавачі Digitex на локатори Leica DD200 SMART та Leica DD100, передачі Leica DA. Цінова політика приладів трасошукачів Leica обумовлена їх точністю, надійністю, довговічністю, зручністю та швидкістю роботи [1].

Трасошукач кабельних ліній Leica може знайти необхідний кабель у кабельній трасі. Трасошукач комунікацій, газопроводів і електромереж використовують для визначення точного маршруту трасування. Мультиметр трасошукач дуже популярний у проведенні земляних робіт та в пошуку прихованої електричної мережі.

Трасувальник кабелів працює на принципі електромагнітної індукції, яка створює електромагнітне поле. Трасопошукові системи Leica складаються з генератора сигналів і власне трасошукача. Трасошукач з генератором подає на кабель ток з певною частотою. Трасошукач підземних комунікацій допомагає заощадити час і сили для знаходження потрібного кабельного сигналу.

Електромагнітний трасошукач професійний визначає розподільні коробки, розетки, а також металеві та неметалеві трубопроводи.

Локатор Leica DD120 Locator виявляють підземні комунікації на глибині до 3 м. Індикація небезпечних зон сповіщає про кабелі під напругою, режим працює на частотах 8кГц і 33кГц. Локатор можливо доукомплектувати генератором Leica DA220 для пошуку різноманітних металевих комунікацій (водопровідні труби, газопровід, знеструмлені дроти), а також неметалевих комунікацій, при умови наявності сигнальної жили або додаткового обладнання [1].

Локатор Leica DD130 Locator виявляють підземні комунікації на глибині до 10 м. Індикація небезпечних зон сповіщає про кабелі під напругою. Працює в режимах на частотах 8кГц і 33кГц, а також 512Гц і 640Гц [1].

Локатори серії Leica DD SMART у поєднанні з програмним забезпеченням DX Shield відкривають нові можливості роботи трасопошукових систем. Локатор Leica DD220 Smart Locator виявляє підземні комунікації на глибині до 7 м. Завдяки вбудованими GNSS-приймача, підземна схема інфраструктури може бути надійно зафіксована із визначенням координат. Технології Bluetooth забезпечують бездротове підключення до мобільних портативних пристроїв. Локатор Leica DD230 Smart Locator виявляє підземні комунікації на глибині до 10 м [1].

Трасошукачі Leica відповідають найвищим стандартам точності і якості. Компанія Leica Geosystems виробляє обладнання із використанням найостанніших розробок. Швейцарська точність дозволяє досягати найкращих технічних характеристик у своєму класі сучасних трасопошукових систем.

Трасошукач vLoc3-RTK-Pro від Vivax-Metrotech є універсальним локатором із вбудованою технологією RTK-GNSS, що забезпечує сантиметрову точність вимірювання[3].

RTK-GNSS дозволяє збігати точно маркування ліній і відображення точності вимірювання. Техніки можуть виконати звичайну процедуру розмітки ліній інженерних комунікацій за допомогою збору даних, натиснувши одну кнопку. Дані GPS зберігаються в хмарі автоматично.

Техніки визначають місцезнаходження та позначити за допомогою GNSS інженерні труби та кабелі, лічильники, люки, клапани, гідранти та будь-які комунальні атрибути на будь-якому робочому місці. Ця універсальність забезпечує повне відображення у реальному часі з приладу. Правильно налаштований прилад із сервісним обслуговуванням – це все, що знадобиться будь-якому виконавцю для створення карт і планів інженерних мереж усього за кілька хвилин після прибуття на робоче місце [3].

Трасошукач RD 8200G від виробника Radiodetection (Великобританія) простий у налаштуванні та застосуванні. Розроблений для роботи в складних умовах, працює у місцях, де багато перешкод. Трасошукач має вбудований гіроскоп, який попереджає користувача про надмірні коливання та нахили. Функція вібрового та звукового сигналу попереджає про неправильне положення локатора. Прилад ідеально підходить для перевантажених підземних комунікацій. Особливо у великих містах де потрібно швидко та точно визначити пошкодження комунікації без розкриття ґрунту. Звуковий сигнал допомагає при знаходженні комунікації у місцях з високим рівнем зовнішнього шуму. У RD8200 22 активних частот та 5 пасивних частот. У локаторі можна вибрати необхідні частоти під різну специфіку роботи. Завдяки генератору площа локації збільшується в рази. Можливість використання високоточного зовнішнього GNSS Trimble Catalyst RTK для більш точного позиціонування, сантиметрова прив'язка до комунікацій. [4].

Інтерфейси сучасних трасошукачів прості в роботі, що дозволяє легко розібратися із основним функціями. Завдяки своїй надійності, потужності, вбудованою технологією RTK-GNSS трасошукачі без труднощів впораються з пошуком підземних комунікацій.

Список літератури

1. Геодезичні прилади, обладнання, системи і технології для вирішення задач будь-якої складності від фірми ДОКА, офіційного дистриб'ютора фірми Leica Geosystems в Україні. URL: <http://www.doka-geo.com.ua/products/>.
2. Навігаційно-геодезичний центр. URL: <https://ngc.com.ua/info/leica-brand.html>.
3. Vivax-Metrotech. vLoc3-RTK-Pro. URL: <https://www.tracerelectronicsllc.com/tracer/tracer/page-42/vLocRTKPro.php>
4. Geolaser Systems. Трасошукач RD 8200G URL: https://geolaser.com.ua/ua/index.php?route=product/product&path=14&product_id=216

ВИЗНАЧЕННЯ ШИРИНИ РОЗКРИТТЯ ТРІЩИН В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ, ЩО ЗАЗНАЮТЬ ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ ЗНАКОЗМІННИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Григорій Масюк, професор, к.т.н.

Карина Кузьміна, магістр.

kuzmina_ba17@nuwm.edu.ua

*Національний університет водного господарства та
природокористування*

Надійність в роботі залізобетонних конструкцій забезпечується не тільки їх несучою здатністю, а й допустимими параметрами другої групи граничних станів – шириною розкриття тріщин, прогинами і т. п. Конструкції згинальних елементів досить широко використовуються при зведенні будівель і споруд різного призначення.

В процесі експлуатації велика кількість елементів зазнає дії малоциклових повторних і знакозмінних навантажень, вплив яких на несучу здатність, тріщиностійкість і деформативність вивчено недостатньо. Повторні і знакозмінні навантаження циклічного характеру можуть виникати в межах експлуатаційного рівня, або перевищувати його.

Врахування режимів навантаження дозволяє раціонально проектувати бетонні і залізобетонні конструкції при одночасному досягненні економії матеріалів, забезпечити їх несучу здатність, жорсткість, тріщиностійкість і довговічність. Чинні нормативні документи не враховують вплив передісторії навантажень на зміну тріщиностійкості і деформативності згинальних елементів, оскільки дане питання вивчено не достатньо.

В той час зміна знаку, його рівня, багаторазове повторення навантажень в процесі експлуатації конструкцій може призвести до наслідків, якісно відмінних при розрахунках на постійні навантаження одного знаку максимальної інтенсивності. Тому актуальним є дослідження роботи залізобетонних елементів, що зазнають дії знакозмінних навантажень різного рівня та удосконалення методики їх розрахунку.

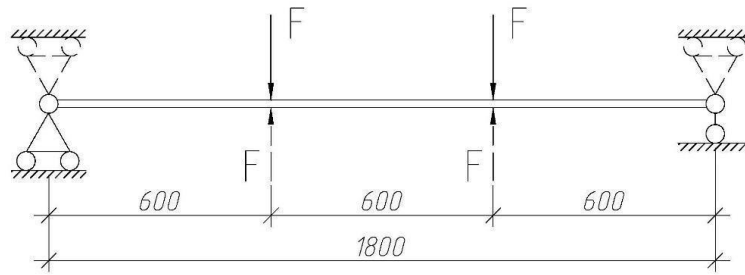
В лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд було проведено ряд експериментально-теоретичних досліджень роботи згинальних залізобетонних конструкцій, що зазнають дії малоциклових повторних і знакозмінних навантажень різних рівнів і режимів як однопролітних та і нерозрізних елементів.

При проведенні експериментальних досліджень зразки виготовлялись у вигляді балок із бетонів класів С16/20, С20/25 і С25/30. Армувались у вигляді просторових каркасів з подвійним армуванням арматурою класів А400, А400С. В якості поперечної арматури, використовувалась арматура класу В500.

Зразки випробовувались за статичною схемою однопролітної вільно опертої балки, завантаженої двома зосередженими силами, що розташовані в третинах розрахункового прольоту, для створення зони «чистого згину» та виключення впливу поперечної сили в ній (Рисунок 1).

Для визначення рівня навантажень випробовувались балки-близнюки на дію одноразового короткочасного ступеневого навантаження до руйнування. Експериментальні зразки балок протягом випробувань зазнавали впливу малоциклового знакозмінного навантаження різного рівня відносно руйнівного навантаження (Таблиця 1).

Рисунок 1 – розрахункова схема балки.



Таблиця 1 – методика експериментальних досліджень

Назва балок	К-сть шт.	Характеристика зовнішнього навантаження	Характеристика циклів	
			Рівень навантаження	К-сть циклів
Б-1, 2, 3	3		0 – 1,0	-
БЗНЦ-0,65	2		±0,65	10
БЗНЦ-0,5/0,65	2		±0,5/±0,65	10
БЗНЦ-0,65/0,8	3		±0,65/±0,8	10
БЗРМЦ-1	1		±0,32/-0,16 +0,5/-0,32 +0,65/-0,5	10
БЗРМЦ-2	1		+0,16/-0,32 +0,5/-0,65 +0,65	10

Рівень знакозмінного навантаження $\eta = 0,5Fu$ відповідає середньому рівню навантаження, що зазнають конструкції в процесі експлуатації, рівень $\eta = 0,65Fu$ – характеристичному навантаженню на дослідні зразки, а довантаження до рівня $\eta = 0,8Fu$ – розрахунковому навантаженню на балки.

Утворення тріщин в розтягнутій зоні на першому напівциклі знакозмінного навантаження можна визначити за формулою:

$$M \leq M_{W,1} \quad (1)$$

де M – згинальний момент від зовнішнього навантаження; $M_{W,1}$ – згинальний момент при якому утворились тріщини, якщо він більший від моменту M , то тріщин не буде, якщо ж не виконується умова (1) – тріщини з’явилися.

$$M \leq M_{W,2} \quad (2)$$

де $M_{W,2}$ – момент тріщиноутворення, що спричиняє поперечний переріз згинального елемента при зміні знаку навантаження (напівцикл «б») і знаходиться за формулою:

$$M_{W,2} = M_{W,1} \cdot \xi_W \quad (3)$$

де $M_{W,1}$ – що й у формулі (1); ξ_W – коефіцієнт, що враховує зниження тріщиностійкості згинальних залізобетонних елементів внаслідок дії знакозмінного навантаження.

Значення цього коефіцієнта визначається за виразом

$$\xi_W = k \left(1 - \frac{M_{W,1}}{M} \right) \quad (4)$$

де k – коефіцієнт, отриманий зі статистичної обробки експериментальних даних і залежить від класу бетону. Для бетону класу С16/20, його значення дорівнює 0,33, для бетону класу С35/40 – 0,65, тобто з вищим класом цей коефіцієнт збільшується.

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі, залізобетонних елементів, що згинаються, на першому півциклі знакозмінного навантаження визначається за діючими нормами.

В загальному, ширину розкриття тріщин на напівциклах малоциклового знакозмінного навантаження з урахування довантажень згинальних елементів $n \leq 10$, рекомендується знаходити за виразом:

$$W_k = W_{ki} + \Delta W_{ki} \quad (5)$$

де W_{ki} – ширина розкриття тріщин на i -му напівциклі навантаження; ΔW_{ki} – приріст ширини розкриття тріщин внаслідок дії знакозмінного навантаження на i -му напівциклі.

Приріст ширини розкриття нормальних тріщин на напівцикла знакозмінного навантаження постійного рівня та у випадку збільшення рівня навантаження визначається за формулою;

$$\Delta W_{ki} = \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot d(n_i - 1) - \left(\frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot d \right) \quad (6)$$

де σ_{si} – напруження в стержнях робочої поздовжньої на даному напівциклі навантаження, визначається за формулою;

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{si} E_s \quad (7)$$

де ε_{si} деформація арматури на даному напівциклі знакозмінних навантажень, визначається експериментально; E_s – модуль пружності арматури; n_i – кількість напівциклів знакозмінного навантаження.

Характерно, що при постійному рівні знакозмінних навантажень ширина розкриття тріщин стабілізується після п’ятого циклу, а при збільшенні рівня навантажень – збільшується.

Характер розвитку тріщин і їх значення в балках із знакозмінним навантаженням при збільшенні рівня навантажень на п’ятому циклі наведено в таблиці 2 (експериментальні дані).

Таблиця 2 – ширина розкриття тріщин в залізобетонних балках

балка	цикли	напівцикли	Нормальні тріщини		балка	цикли	напівцикли	Нормальні тріщини	
			h_w , мм	W_k , мм				, мм	W_k , мм
Н Ц-0	1	а	сер.=70,1 max.=105	0,14	Р М Ц-	1	а	сер.=46,9 max.=82	0,04

	2	б	сер.=62,7 max.=100	0,14		2	б	сер.=60,77 max.=103	0,08
		а	нові=25 max.=105	0,16			а	нові=17,5 max.=90	0,04
	3	б	нові=32 max.=105	0,16		3	б	сер.=20,2 max.=103	0,08
		а	нові=43 max.=110	0,28			а	сер.=50,3 max.=90	0,04
	4	б	нові=40 max.=120	0,18		4	б	сер.=65,6 max.=103	0,08
		а	сер.=72 max.=110	0,19			а	сер.=50,3 max.=90	0,04
	5	б	сер.=71,7 max.=120	0,19		5	б	сер.=65,6 max.=103	0,08
		а	сер.=73,9 max.=120	0,2			а	нові=64,5 сер.=75,4 max.=114	0,16
	6, 7, 8, 9	б	сер.=81,4 max.=120	0,2		6, 7, 8, 9	б	нові=68,3 сер.=75,5 max.=115	0,18
		а	сер.=74,8 max.=120	0,2			а	сер.=75,5 max.=114	0,18
	10	б	сер.=81,8 max.=120	0,2		10	б	сер.=78,5 max.=115	0,2
		а	сер.=74,5 max.=120	0,2			а	сер.=76,75 max.=114	0,2
	10	б	сер.=84,1 max.=120	0,3		10	б	сер.=79,45 max.=115	0,2

Характеризуючи процес утворення і розвитку тріщин дослідних зразків які зазнавали впливу знакозмінних навантажень, змінних рівнів в межах циклу необхідно відмітити, що він відбувся прогнозовано.

На основі аналізу експериментальних даних слід відмітити, що процес тріщиноутворення та розвитку тріщин за дії одноразового статистичного навантаження та за дії малоциклового знакозмінного навантаження суттєво відрізняється. Якщо за однозначного статистичного навантаження процес утворення та розвитку тріщин пов'язаний тільки зі зміною напружено-деформативного стану балок, то за дії малоциклового знакозмінного навантаження залежить від зміни жорсткості дослідних зразків, яка з кожним циклом зменшується. Крім того тріщиноутворення є тривалим процесом, що залежить від рівня навантажень, кількості циклів, а також, очевидно, від арматури (діаметра, взаємного розташування поперечних стержнів і т. п), перерізу елемента та фізико-механічних властивостей бетону. При певних умовах він має тенденцію до затухання, а при зміні рівня навантажень, може знову розвиватись.

Запропонована методика визначення ширини розкриття тріщин дають задовільну збіжність результатів з експериментальними даними, що говорить про прийнятність їх використання для визначення моменту тріщиноутворення, ширини розкриття тріщин згинальних залізобетонних елементів, що зазнають дії малоциклових знакозмінних навантажень різного рівня.

ВІДНОВЛЕННЯ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПОШКОДЖЕНИХ У НАСЛІДОК ПОЗАПРОЕКТНИХ ВПЛИВІВ

Молодід О.С. *д.т.н., професор кафедри будівельних технологій*
Бендерський С.О. *аспірант кафедри будівельних технологій*

sergeyfrend@gmail.com

Київський національний університет будівництва та архітектури

В наслідок позапроектних впливів, зумовлених бойовими діями з'явилася велика кількість руйнувань та ушкоджень будівель і споруд в цілому та кам'яних конструкцій зокрема, які зазнали ударно-вибухових уражень, непридатних для експлуатації в умовах мирного часу. Як наслідок в кам'яних конструкціях з'явилися отвори малих та великих розмірів, тріщини, відхилення від проектного положення, термічні впливи у наслідок пожеж, часткове або повне руйнування та ін.

Слід зазначити, що відновлення експлуатаційної придатності кам'яних конструкцій було актуальним і у мирний час. При цьому дослідження, які проводилися були спрямовані, в переважній більшості, на підсилення будівельних конструкцій, або відновлення геометричних параметрів конструкцій пошкоджених від впливу агресивного середовища.

Переважну більшість адміністративних будівель, а також приватних будинків, що побудовані двадцять років тому і більше, було зведено з використанням цегли (керамічної чи силікатної). Основну частину нових будинків зведено з використанням керамічних блоків та з блоків ніздрюватого газобетону.

У випадку, якщо за результатами проведеного обстеження будівля визнана такою, що може бути відновленою [1, 2], то експлуатаційна придатність пошкоджених/зруйнованих конструкцій повинна бути відновлена [3, 4].

В результаті обстеження будівель та споруд, що постраждали внаслідок позапроектних впливів, встановлено, що більшість пошкоджень будівельних конструкцій непридатні для цивільного будівництва та потребують нових підходів до ремонтно-відновлювальних робіт.

Основні пошкодження кам'яних конструкцій: вибивання (окремих цеглин чи ділянки стіни), наскрізні отвори у стінах, нахили та випинання (вминання) стін, зміщення елементів кладки, тріщини в розтягнутій зоні в простінках та міжвіконних поясах несучих стін, вертикальні та похилі силові тріщини від стискальних напружень, висипання швів між елементами будівлі, вогневе пошкодження від пожежі кладки армованих та неармованих стін. Зазначені пошкодження супроводжується істотним погіршенням фізико-механічних властивостей конструкцій.

У випадку незначних пошкоджень конструкцій, їх відновлення можна виконати шляхом ремонту, а саме: ін'єктування тріщин, заповнення порожнин, відновлення геометрії ремонтними сумішами, перекладанням незначних ділянок кладки і т. ін.

Один із способів відновлення пошкоджених несучих стін може полягати у їх частковому, або повному демонтажі з подальшою відбудовою демонтованих конструкцій. Проте зазначений спосіб занадто трудомісткий та має високу вартість і тривалість робіт, особливо якщо на таких стінах опирається перекриття чи покриття.

Комплекс заходів з ремонту цегляної кладки як правило, пов'язаний з виконанням цілого ряду технологічних процесів. Особливої уваги слід приділити підсиленню кам'яних конструкцій.

Підсилення стін можливе вуглецевими стрічками [5], за допомогою шпонок, що виготовляються з відрізків сталевого прокату або арматурних стрижнів [6]. Шпонки працюють на розтяг і зріз, тому ефективно включаються в роботу при можливих деформаціях кладки стін в зоні тріщин з шириною розкриття до 10 мм.

Сучасна нормативна [7] та технічна література [8] пропонує наступні способи підсилення або відновлення несучої здатності цегляних стін:

- повна чи часткова заміна існуючої кладки;
- ін'єктування тріщин;
- введення різних елементів підсилення;
- зовнішнє армування.

Влаштування обойм є одним із найпоширеніших та найефективніших методів підсилення кам'яних конструкцій.

Найбільш розповсюдженими є сталева, залізобетонна та армоштукатурна (армоцементна) обойми. В перших двох випадках підсилення кам'яної конструкції відбувається, як за рахунок безпосереднього сприймання поздовжньої стискаючої сили елементами обойми (металевими кутиками в сталевій обоймі чи залізобетонною сорочкою (бетоном та поздовжньою арматурою) – в залізобетонній), так і непрямим шляхом – за рахунок стримування поперечних деформацій кам'яної кладки, так званий ефект обойми.

Одночасно з влаштуванням обойм рекомендується ін'єктувати тріщини в кладці під тиском полімерними добавками.

А що робити з керамічною порожнистою цеглою (блоками)? Ін'єктувати тріщини в такій кладці під тиском полімерними добавками, є недоцільно і дорого. При цьому підсилення з використанням металевих обойм/тяжів не дасть потрібних результатів у зв'язку з неможливістю надійно їх зафіксувати анкерами.

Одним з найбільш раціональних способів підсилення стін з керамічної порожнистої цегли (блоків) може базуватися на наклеюванні на них сталевих смужок, або інших високоміцних матеріалів (вуглецеві ламелі, або тканини) [9]. Зазначений спосіб можна застосовувати і при підсиленні кладки з блоків з ніздрюватого газобетону. Проте, наукові дослідження в даному напрямку обмежені, що не дозволяє застосовувати таку технологію у будівельній практиці.

Отже, пріоритетним напрямком наукових досліджень є удосконалення технології підсилення кам'яної кладки з порожнистої керамічної цегли (блоків) та з блоків з ніздрюватого газобетону наклеюванням на них високоміцних елементів.

Список літератури

1. Порядок проведення обстеження прийнятих в експлуатацію об'єктів будівництва. Затверджений постановою КМ України від 12 квітня 2017 р. № 257 та змін, що прийнятих постановою КМ України від 5 квітня 2022 р. № 423.
2. Методика обстеження будівель та споруд, пошкоджених внаслідок надзвичайних ситуацій, бойових дій та терористичних актів, що затверджена наказом Міністерства розвитку громад та територій України 06.08.2022 року № 144.
3. ДБН В.1.2-XX:201X Експлуатаційна придатність будівель та споруд. Основні положення. Проект (остаточна редакція).
4. ДСТУ Б В.3.1-2:2016 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд.
5. Молодід О.С., Плохута Р. О., Колесніков В.О. Спосіб підсилення цегляних стін вуглецевими стрічками/ Патент на корисну модель № 146155 від 21.01.2021 р.
6. Молодід О. С., Григоровський П. Є., Уманець І. М. Практичний досвід підсилення залізобетонних конструкцій зовнішнім армуванням. Ефективні технології в будівництві: програма та тези II Міжнарод. наук.-техн. конф., м. Київ, 6–7 квіт. 2017 р. Київ, 2017. С. 71.
7. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 47 с.
8. Савйовський В. В. Реконструкція будівель і споруд / В. В. Савйовський. – К.: Видавництво Ліра-К, 2018. – 320 с.;
9. Система формування конструктивно-технологічних рішень відновлення експлуатаційної придатності будівельних конструкцій: автореф. дис. ... д. т. н. : 05.23.08 - Технологія та організація промислового та цивільного будівництва / О. С. Молодід ; Київський національний університет будівництва і архітектури. — 2021 — укр.

УДК 624.073.82; 691.535; 620.162.4; 692.299; 692.22

МІЦНІСТЬ І ЖОРСТКІСТЬ КАМ'ЯНИХ СТІН ДЛЯ МОДЕЛЮВАННЯ КОМПОЗИТНИХ СТІНО-БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ З ГЕНЕТИЧНОЮ НЕЛІНІЙНІСТЮ

Володимир Мукоєєв, к.т.н., доцент, muksvn@gmail.com

Богдан Сахно студент 3-го курсу
Сумський національний аграрний університет

Розрахунок і проектування кам'яних конструкцій за нормами [1-5] в основному виконується на проектні значення навантажень та фізико-механічних характеристик кладки. На відміну від конструкцій з інших будівельних матеріалів процес зведення цегляних стін пов'язаний з часом формування конструкції, на протязі якого відбувається процес твердіння розчину зі змінами характеристик міцності і деформативності і значень навантажень на зведений ярус стіни від власної ваги наступного поясу кладки, жорсткість якого характеризується міцністю розчину $f_{m(t=0)} = 0$. В ДСТУ [6, с.19] наведена таблиця зростання міцності розчину в залежності від температури твердіння. Таким чином при моделюванні роботи, особливо, композитних стіно-балкових конструкцій можливо вирішити генетичне моделювання завдання визначення характеристик міцності і деформативності ярусів кладки з урахуванням їх віку на момент наступного етапу виконання робіт. В роботі [7] наведені результати моделювання роботи стіно-балкової конструкції, але без конкретних фізико-механічних характеристик матеріалів.

Метою роботи є визначення процедури визначення розрахункового опору f_d і модуля деформації цегляної кладки в залежності від міцності розчину віком, що відповідає відповідним перехідним розрахунковим ситуаціям.

Передбачено виконання наступних завдань:

1. Виконання аналізу регламентованих нормами положень з визначення залежності міцності розчину $f_{m(t)}$ від часу твердіння.
2. Оцінити міцність кладки на етапах твердіння розчину.
3. Визначити залежність модуля деформації поясів кладки на етапах змін перехідних розрахункових ситуацій.

Для розчинів віком до 90 діб міцність розчину $f_{m(t)}$ віком пропонується визначати за формулою І.Т. Котова наведеної в роботі [8, с.29]:

$$f_{m(t)} = 1.5t f_{m(t=28)} / (14 + t) \quad (1) ,$$

де $f_{m(t=28)}$ – проектна міцність розчину віком 28 діб.

Вирішення (1) відносно t дозволило перевірити табличні данні (таблиця 1 додатку Р [1, с.95]) на прикладі опору кладки з цеглі міцністю $f_b = 10$ МПа з проектною міцністю розчину $f_{m(28)} = 7.5$ МПа. Результати розрахунку наведені на рисунку 1.

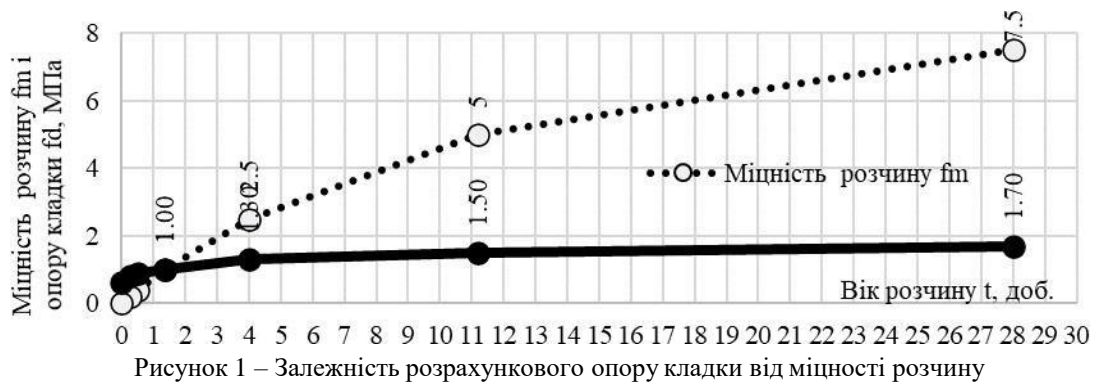


Рисунок 1 – Залежність розрахункового опору кладки від міцності розчину

Аналіз результатів розрахунків показав що міцність розчину досягає:

- 0.2 Мпа через 0.25 діб (6.1 год), а опір кладки = 0.8 МПа;
- 0.4 Мпа через 0.51 діб (12.4 год) - опір кладки $f_d = 0.9$ МПа;
- 1.0 Мпа через 1.37 діб (32.8 год) - опір кладки $f_d = 1.0$ МПа;
- 2.5 Мпа через 4.00 добу (6.1 год) - опір кладки = 1.3 МПа;;
- 5.0 Мпа через 11.2 діб (268.8 год) - опір кладки $f_d = 1.5$ МПа;;
- 7.5 Мпа через 28.0 діб (672.0 год) - опір кладки $f_d = 1.7$ МПа;.

Уявлення про зростання міцності кладки відповідно віку розчину дозволяє вирішити завдання з визначення модуля деформації кладки при використанні змінних значень розрахункового опору кладки і пружної характеристики кладки, що визначається за

таблицею 15 додатку Р [1, с.96] в якій також необхідно враховувати міцність розчину на відповідному етапі зведення стіни на балці.

В загальному для кожної розрахункової ситуації при наявності експериментальних даних про проектну міцність розчину, або за таблицями додатку Р [1, с.96] можливо визначити граничну міцність кладки за формулою (7.1) [6, с.21] для розрахунку модуля пружності для кожного етапу зведення кладки по балці з генетичною нелінійністю.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-162_2010 Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні_конструкції. Основні положення. / К.: Мінрегіонбуд України. – 2011. – 104 с. URL: https://sheltercluster.s3.eu-central-1.amazonaws.com/public/docs/dbn_v.2.6-162-2010_kamyani_ta_armokamyani_konstrukciyi.pdf
2. ДСТУ-Н Б EN 1996-1-1:2010 (EN 1996-1-1:2005, IDT). ЄВРОКОД 6. Проектування кам'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила для армованих та неармованих кам'яних конструкцій. <http://interiorfor.com/wp-content/uploads/2017/03/DSTU-N-B-EN-1996-1-1.doc>
6. EN 1996-1-1 (2005) (English): Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]. URL: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/02/en.1996.1.1.2005.pdf>
4. CSA S304.1-04 Design of Masonry Structures. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada. 2004. URL: <https://www.slideshare.net/tomasrenato/csa-masonry-s304104>
5. BS 5628-1:1992 BRITISH STANDARD. Code of practice for use of masonry. Part 1: Structural use of unreinforced masonry URL: https://kupdf.net/download/bs-5628-1_590e0067dc0d601519959eb5_pdf
6. ДСТУ Б В.2.6-207:2015. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд. / К.: Мінрегіонбуд України. – 2016. – 264 с. URL: <https://drive.google.com/open?id=1azYWcL5MqMu0L1dfFoZ0nLTplyA4AIYB>.
7. Мукосеев, В. Н. Исследование напряженно-деформированного состояния и прочности каменной кладки стены производственного здания и фундаментной балки с учетом поэтапности производства работ [Текст] : научное издание / В. Н. Мукосеев, Н. В. Мукосеев // Вісник Сумського національного аграрного університету. Серія "Будівництво". Вип. 9 (13), 2009 : Науково-методичний журнал / Сумський національний аграрний університет. - Суми : СНАУ, 2009. - С. 90-93.
8. Поляков В.С., Фалевич Б.Н. Проектирование каменных и крупнопанельных конструкций: учебное пособие Москва, 1966. 242 с.

УДК 624.012.82: 624.048

АНАЛІЗ УМОВ РОЗРАХУНКУ МІСЦЕВОГО СТИСКУ ПІД ОПОРАМИ БАЛОК ДЛЯ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ВУЗЛА ОБПИРАННЯ В ПК «LIRA-SAPR»

Володимир Мукоєєв, к.т.н., доцент, muksvn@gmail.com

Костянтин Скорина студент 1-го курсу магістратури,

Денис Сухих студент 1-го курсу магістратури,

Богдан Сахно студент 3-го курсу
Сумський національний аграрний університет

Напружений стан цегляної кладки під опорами балок характеризується концентрацією стискуючих напружень під опорами. Стискуючі напруги визначаються за вимогами [1-3], що використовуються при моделюванні напружено-деформованого стану будівель та споруд з урахуванням глибини моделювання. Глибина моделювання – це рівень розбивки моделі на відповідні скінчені елементи для отримання результатів необхідних і достатніх для прийняття конструктивно-технологічних рішень, що забезпечують роботи перерізу конструкції, конструкції і будівлі або споруди в цілому. Моделювання на макрорівні передбачає вивчення напружено-деформованого стану будівлі або споруди з урахуванням роботи ґрунтів основи з урахуванням діючих норм системи забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Моделювання фрагменту будівельного об'єкту на мікрорівні передбачає використання зв'язних узагальнених впливів на фрагмент, що розглядається, від всього об'єкту, напружено-деформований стан якого проаналізований на макрорівні. Як правило, найбільшою глибиною моделювання, є моделі вузлів з'єднання будівельних конструкцій, з метою оцінки граничних станів за результатами аналізу концентрації місцевих напружень. При цьому використовується методика густої сітки розбивки моделі на плоскі або просторові скінчені елементи, які дозволяють отримати результати моделювання пружної або нелінійної залежності між напруженнями і деформаціями. Крім глибини геометричного моделювання необхідно з достатньою точністю моделювання зміни дій зовнішніх впливів (п.3.9 [1, с.2]) і навантажувальних ефектів (п.3.17 [1, с.3]) з урахуванням вимог [2] при визначених розрахункових ситуаціях (п.1.5.2.2 [3, с.10])

Основною проблемою моделювання роботи опорних вузлів балок, що спираються на кам'яну кладку є необхідність врахування можливості відриву частини площі обпирання балки від кладки при наявності напружень розтягу і вибір моделі роботи вузла обпирання, що більш достовірно відображає зусилля взаємодії між кладкою простінка з перемичкою з урахуванням власної ваги плити перекриття, її жорсткості і корисного навантаженням.

Враховуючи необхідність при моделюванні дотримання вимог діючих норм розрахунку і проектування при моделюванні опор балок на цегляну кладку необхідно виконати критичний аналіз вимог перевірки міцності кладки при зминанні [4-9], що дозволить вирішити важливе практичне завдання з уточненням напружено-деформованого стану вузлів обпирання балок і формулюванням процедури оцінки міцності кладки на зминання.

З аналізу норм розрахунку і проектування [4-9] виявлено:

1. Проектне значення концентрованого вертикального навантаження на кладку N_{Edc} приймається без урахування поетапності його збільшення і зростання міцності кладки з часом, тобто не враховані можливі розрахункові ситуації в тому числі перехідні розрахункові ситуації під час зведення будівлі..

2. Проектне значення опору вертикального концентрованого навантаження стіни N_{Rdc} за формулою (11.10) [4], (6.10) [5,6] призначається для постійної розрахункової ситуації з проектними характеристиками кладки.

3. При розрахунку кладки при зминанні під опорами балок в нормах [4-6] процедура визначення максимальних локальних напружень не передбачена, але за п.6.1.3.(3)

для кладки з каменів 2,3,4 «напруження в кладці під опорою не повинне перевищувати опір стиску кам'яної кладки f_a при обмеженні ексцентриситету $e_m \leq t/4$ рівнодіючої локального навантаження відносно товщини стіни t .

4. За нормами Канади [7] передбачається можливість трикутного розподілу локального стиску, але відсутні приклади порівняння концентрованих напружень з характеристиками міцності кладки.

5. У нормах Британії [8] передбачається вирішення задачі теорії пружності для оцінки максимальних місцевих напружень (див. рис. 4 і 5, б [8, с.41,42]), що не повинні перевищувати $2f_k/\gamma_m$ де f_k – характеристична міцність кладки, а γ_m - коефіцієнт безпеки для кладки.

б. Аналіз вимог ДСТУ Б В.2.6-207:2015 до розрахунку кладки на зминання (п.8.4 [9, с.40] вказує на врахування можливого нерівномірного розподілу місцевих контактних напружень. Наведений алгоритм (п.8.4.6 [8, с.45]) і приклад б [9, с.63] визначення виду і значень екстремальних тисків під опорами балок, дозволяє визначити максимальні стискаючі напруги під опорами балок в залежності від їх згинальної жорсткості і коефіцієнта постелі $c=35f_u/b$ для свіжої кладки і $c=50f_u/b$ для затверділої кладки. Але, виникають наступні питання:

- в літературі відсутнє обґрунтування визначення коефіцієнтів постелі c , що за визначенням повинні розраховуватися з урахуванням глибини ущільнення кладки H_c ;
- в п. 8.4.7 [9, с.41] не наведено алгоритм визначення коефіцієнта постелі c в напрямку, перпендикулярному повздовжньої осі балки; незрозуміло, як визначати кут обертання опори балки навколо осі перпендикулярної повздовжньої осі балки.
- в прикладі б [9, с.63] місцеве зусилля N_c (в [4-6] - N_{Edc}) прийнято однаковим для розрахунку затверділої і свіжої кладки і взагалі розглянутий випадок дуже рідко зустрічається в практиці будівництва.

Метою дослідження є розробка чисельної реалізації інженерного методу розрахунку контактних напружень під опорою балок з аналізом області можливого використання алгоритму прикладу б [9, с.63] і визначення основних проблем чисельного моделювання роботи вузлів обпирання балок на кладку за можливостями ПК «ЛІРА-САПР».

Завдання досліджень передбачають:

- Аналіз змін зовнішніх дій в процесі життєвого циклу вузла обпирання балок на кладку і характеристик міцності і деформативності кладки відповідних часу будівництва і експлуатації.
- Розробка інженерного методу визначення границі контактної площі обпирання балок на кладку з урахуванням відповідних розрахункових ситуацій.
- Розробка інженерного методу визначення екстремальних напружень на кладку у відповідних розрахункових ситуаціях.
- Розробка чисельних моделей вузлів обпирання балок на цегляну кладку в умовах плоского напруженого стану відповідних розрахункових ситуацій.

Послідовність зміни зовнішніх дій в інженерному розрахунку передбачають урахування наступних факторів:

На момент встановлення балки в проектне положення контактні напруження необхідно визначати від реакції балки при завантаженні власною вагою. При цьому характеристики кладки необхідно приймати у відповідності до віку кладки під час монтажу балки. За формулами (8.23) і (8.24) п.8.4.6 [8, с.45] можливо уточнювати коефіцієнти постелі кладки в залежності від зростаючої міцності розчину і відповідного значення опору кладки на зминання за п. 8.4.1 [8, с.34].

Після монтажу балки необхідно проаналізувати умови створення проектних навантажень на балку. Особливістю цього моменту роботи вузла є те, що випадок, коли на балку передається рівномірно розподілене навантаження не є типовим, але можливим при спиранні перекриття через свіжий розчин що розподіляє власну вагу плити.

При укладанні на перемичку поясу цегляної кладки до рівня обпирання перекриття, виникає випадок конструктивної нелінійності. Це пов'язано зі зростанням жорсткості балки не тільки

від збільшення висоти перерізу несучої конструкції, но і із зростанням модуля деформації композитної конструкції, що сприймає навантаження від власної ваги перекриття.

Змонтоване перекриття також змінює жорсткість за рахунок появи плити перекриття у перерізі несучого поясу від низу перемички до верхнього рівня плити перекриття.

Передача на плиту навантаження від власної ваги конструкції підлог на перший погляд не пов'язане зі збільшенням жорсткості композитного несучого поясу, якщо не враховувати час прикладення цього навантаження, але збільшення віку кладки (стіни або простінку, а також поясу кладки між перемичкою і плитою) потребують коригування міцності відповідно до віку кладки стіни або простінку, ярусу кладки від перемички до плити.

Наведена поетапність розрахунку вузлів обпирання балок на кладку стін і простінків потребує коригування алгоритмів і формулювання норм з проектування кам'яних конструкцій на підставі аналізу результатів чисельного моделювання вузлів обпирання балок на кладку.

Це дозволить зменшити витрати сталі для перемичок, з коригуванням необхідної і достатньої глибини обпирання балок на кладку і уточненням ексцентриситетів прикладання повздовжніх стискуючих зусиль на цегляні стіни в простінки, головним чином впливають на їх міцність та деформативність з урахуванням віка кладки і відповідним зовнішнім діям.

Вирішення зазначених завдань актуальне тому, що:

1. основні вимоги з проектування кам'яних конструкцій ґрунтуються на теоретичних дослідження минулого сторіччя.
2. навіть звісні дослідження з зростання міцності і жорсткості кладки за віком нормами [4-9] міцності кладки на змінання не враховуються.
3. удосконалення методів розрахунків і моделювання роботи вузлів дозволить забезпечити ефективність конструювання вузлів, балок і їх міцність та жорсткість.

Список літератури

1. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. URL: <http://www.poolsgallery.com.ua/files/snip/dbn-V.1.2-2-2006.pdf>
2. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010. ЄВРОКОД 1 (EN 1991-1-1:2002, IDT): Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії.. URL: <http://interiorfor.com/wp-content/uploads/2017/03/DSTU-N-B-EN-1991-1-1.doc>
3. ДСТУ-Н Б В.1.2-13. Настанова основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDN). URL: <http://interiorfor.com/wp-content/uploads/2017/03/1990.pdf>
4. ДБН В.2.6-162_2010 Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні_конструкції. Основні_положення. / К.: Мінрегіонбуд України. – 2011. – 104 с. URL: https://sheltercluster.s3.eu-central-1.amazonaws.com/public/docs/dbn_v.2.6-162-2010_kamyani_ta_armokamyani_konstrukciyi.pdf
5. ДСТУ-Н Б EN 1996-1-1:2010 (EN 1996-1-1:2005, IDT). ЄВРОКОД 6. Проектування кам'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила для армованих та неармованих кам'яних конструкцій. <http://interiorfor.com/wp-content/uploads/2017/03/DSTU-N-B-EN-1996-1-1.doc>
6. EN 1996-1-1 (2005) (English): Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]. URL: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/02/en.1996.1.1.2005.pdf>
7. CSA S304.1-04 Design of Masonry Structures. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada. 2004. URL: <https://www.slideshare.net/tomasrenato/csa-masonry-s304104>
8. BS 5628-1:1992 BRITISH STANDARD. Code of practice for use of masonry. Part 1: Structural use of unreinforced masonry URL: https://kupdf.net/download/bs-5628-1_590e0067dc0d601519959eb5_pdf
9. ДСТУ Б В.2.6-207:2015. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд. / К.: Мінрегіонбуд України. – 2016. – 264 с. URL: <https://drive.google.com/open?id=1azYWcL5MqMu0L1dfFoZ0nLTplyA4AIYB>

ОБГРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ ГУМОВИХ ФУТЕРОВОК З ГЕРМЕТИЧНИМИ ПОВІТРЯНИМИ ПОРОЖНИНАМИ ДЛЯ ВИКОРИСТАННЯ В БАРАБАННИХ МЛИНАХ ПІДПРЕМСТВ БУДІВЕЛЬНОЇ ІНДУСТРІЇ ТА ГІРНИЧОГО КОМПЛЕКСУ

Владислав Настоящий проф., канд. техн. наук,
Станіслав Джирма доцент, канд. техн. наук,
Центральноукраїнський національний технічний університет

Існування та розвиток технократичного суспільства в третьому тисячолітті вимагає постійно зростаючої кількості конструкційних та будівельних матеріалів, при цьому невід’ємними операціями в технологіях їх виробництва на підприємствах будівельної індустрії і гірничого комплексу являється подрібнення мінеральних матеріалів. Вагомим чинником підвищення ефективності обладнання для подрібнення матеріалів, зокрема барабанних млинів, являється використання гумової футерівки робочих поверхонь. Із збільшенням продуктивності млинів і відповідно зростанням діаметрів їх барабанів до 6м, збільшилась висота падіння і кінетична енергія молоткових куль. Тому фактором, що визначає використання гумових футерувальних плит в сучасних барабанних млинах являється забезпечення їх міцності та незмінності захисних властивостей під дією ударних навантажень.

Для підвищення пружних властивостей та опору гумових плит ударним навантаженням з участю автора запропоновано [1,2] впровадження в гумові плити футерівки герметичних повітряних порожнин.

Конструкція (рис.1) запропонованої футерівки барабана 1 складається з набору однотипних гумових 2 з герметичними повітряними порожнинами 3.

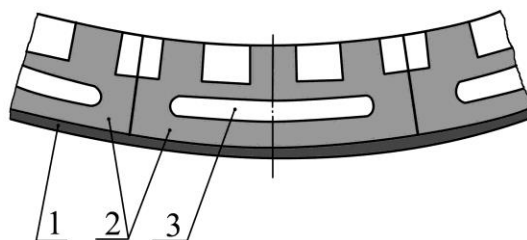


Рисунок 1 - Конструкція гумової футерівки з герметичними повітряними порожнинами

Кожна плита забезпечена металевою планкою для кріплення плит до барабана. По поверхні плит виконані чарунки для заклинювання подрібнюючих куль. Запропонована конструкція забезпечує високий коефіцієнт відновлення при ударі молоткових куль по поверхні футерівки, що істотно змінює фізику процесу подрібнення за рахунок появи коливального характеру переміщення технологічного завантаження.

З метою порівняння показників міцності були проведені лабораторні випробування моделей суцільних гумових плит розміром 280×200×80 мм і гумових плит в яких при таких же габаритних розмірах виконувались герметичні повітряні порожнини, при цьому товщина шару гуми над порожниною складала 36 мм [3]. Абсолютний тиск повітря в порожнинах складав

0,1 МПа. На спеціальному копрі, який забезпечував одиничний удар, моделі плит піддавалися ударам кулі діаметром 100 мм, покритої фарбувальною речовиною і падаючої з висоти 1 м. Фіксувався діаметр плями контакту кулі з плитами, з урахуванням якого глибина впровадження кулі визначалася наступним чином:

$$w_{\max} = \frac{D}{2} \left(1 - \sqrt{1 - K^2} \right), \quad (1)$$

де D – діаметр кулі;

K – відношення діаметра плями контакту до діаметра кулі.

Для кількісної оцінки навантажень, що виникають при зіткненні кулі з гумовими плитами, скористаємося залежністю теорії динамічного контактного стискання пружних тіл [4,5].

Максимальна сила, що виникає внаслідок удару твердого тіла у вигляді металевої кулі (індекс 1) об гладку гумову поверхню (індекс 2)

$$P_{\max} = 1,2R^3 \rho^{3/5} \left(\frac{1}{1-v^2} \frac{1}{1-v^2} \right)^{2/5} \cdot V_1^{4/5} \cdot \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right)^{1/5}; \quad (2)$$

глибина впровадження кулі в площину

$$w = 1,3R \rho^{2/5} \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right)^{2/5} \cdot V_1^{4/5}; \quad (3)$$

тривалість удару (від моменту контакту до моменту найбільшого стискання)

$$T = 5,15R \rho^{2/5} \frac{\left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right)^{2/5}}{V_1^{1/5}} \quad (4)$$

де E_1 і E_2 – модулі пружності тіл, що співударяються;
 R – радіус кулі;
 ρ – густина матеріалу кулі (сталь);
 V_1 – швидкість кулі при в момент контакту з площиною;
 ν_1 і ν_2 – коефіцієнти Пуассона для матеріалу кулі і площини (гума) відповідно.

З урахуванням експериментально знайденої глибини впровадження кулі в площину визначаємо з формули (3) коефіцієнти пружності суцільної гумової плити і гумової плити з повітряною порожниною

$$\delta = \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right)^{2/5} = \frac{w}{1,3R \rho^{2/5} V_1^{4/5}}, \quad (5)$$

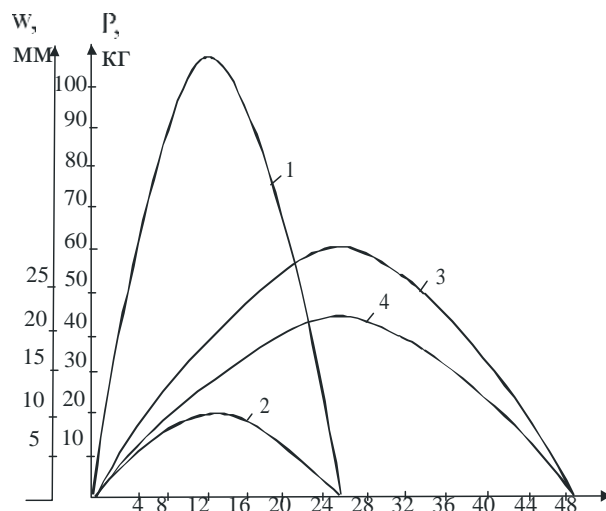
а використовуючи характеристики, обчислені по формулах (2) і (3), визначимо силу удару і час контакту.

Результати експериментів і обчислень наведено в таблиці 1 і на рис. 2.

Таблиця 1 – Параметри взаємодії гумової футеровки з кулею

Моделі	Глибина впровадження w , мм	Коефіцієнт пружності δ	Час контакту t , сек	Максимальна сила удару P , Н
Суцільна гумова плита	10,77	$1,818 \cdot 10^{-3}$	$1252 \cdot 10^{-5}$	1065,2
Гумова плита з повітряною порожниною	21,38	$3,546 \cdot 10^{-3}$	$2440 \cdot 10^{-5}$	546,1

Очевидно, за рівних умов навантаження (куля діаметром 100 мм, висота падіння 1 м) час контакту кулі з плитою, в якій виконано повітряні порожнини, вдвічі більший часу контакту кулі з суцільною гумовою плитою, що відповідно вдвічі знижує максимальну силу удару і контактне навантаження при впровадженні в конструкцію гумових плит повітряних порожнин.



- 1 – сила удару при контакті кулі з гумовою плитою; 2 – глибина впровадження кулі в гумову плиту; 3 – сила удару при контакті кулі з плитою, в якій виконано повітряні порожнини; 4 – глибина впровадження кулі в поверхню гумової плити з повітряною порожниною.

Рисунок 2 - Змінення сили удару P і глибини впровадження W кулі в поверхню гуми в залежності від часу.

Таким чином доведена здатність гумових плит з повітряними порожнинами сприймати ударні навантаження удвічі більше в порівнянні футерівками, виконаними з суцільних гумових плит дає підставу для використання їх в млинах із діаметром барабана 4,5 м і більше.

Список літератури

1. Настоящий В.А., Тарасенко О.А., Джирма С.О. До питання прогнозування довговічності гумових поверхонь подрібнювального і транспортного обладнання, що працює в умовах ударно-абразивного зношування. Вибрація в техніці і технологіях. – 1998. – №3. – С. 68-69
2. В. А. Настоящий, С. Ф. Чижик. Про вибір оптимальної конструкції резинових футеровок циліндричної поверхні барабанів мельниць для помолу мінеральних матеріалів. Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. ю. Кондратюка]. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво – 2009. – №23(2). – С. 43-47
3. Настоящий В.А., Тарасенко О.А., Джирма С.О. Визначення параметрів гумових футеровок спеціальних конструкцій для робочих поверхонь подрібнювального і транспортного обладнання. Техніка будівництва. – 1998, №2. – С. 39-42.
4. Настоящий В.А., Тарасенко О.А., Джирма С.О. До питання про механізм процесу ударного навантаження гумових футерувальних плит з повітряними порожнинами. Збагачення корисних копалин. – Дніпропетровськ: НГАУ – 1999, №4, – С. 58-62.
5. В.А.Настоящий, ВВ Яцун. Порівняльна оцінка зносостійкості сталевих і гумових покриттів поверхонь конструкцій підприємств гірничо-металургійного комплексу при ударних навантаженнях. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2017. – №67. – С. 43-47

УДК 621 926.5

ПІДВИЩЕННЯ ПРОДУКТИВНОСТІ КУЛЬОВИХ МЛИНІВ НА ОСНОВІ ЗАСТОСУВАННЯ БУФЕРНОЇ ГУМОВОЇ ФУТЕРОВКИ

Владислав Настоящий, проф., канд. техн. наук,

Станіслав Джирма, доц., канд. техн. наук

Олександр Руденко, магістр гр. ГМ-22М-2

Центральноукраїнський національний технічний університет

Сучасне будівництво потребує великої кількості якісних будівельних матеріалів основу яких складають тонкодисперсні і порошкоподібні суміші, такі, як цемент, глина, гіпс вапно, тощо.

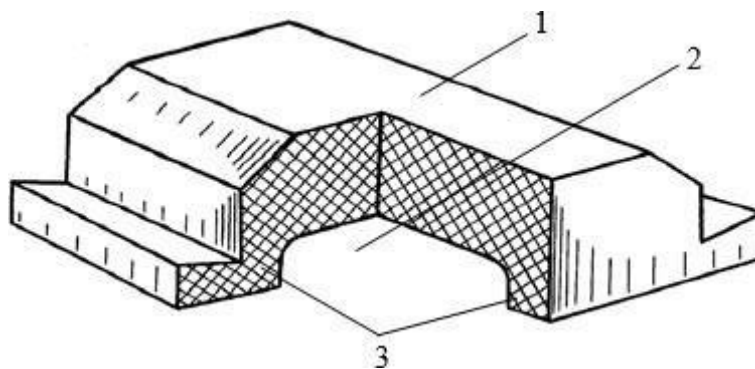
Якість багатьох будівельних матеріалів значною мірою залежить від тонкості помолу вихідної сировини. Процес подрібнення переважно здійснюється в барабанних і трубних млинах і є найенергоємнішою і найменш продуктивною складовою в технологічному процесі виробництва будівельних матеріалів.

Одним з напрямків вирішення цього питання стосовно барабанних і трубних млинів є застосування гумових футеровок для захисту робочих поверхонь. Світовий позитивний досвід застосування зносостійких гум в якості футеровок робочих поверхонь барабанних млинів став основою для проведення робіт по створенню нових і удосконаленню існуючих конструкцій футерувальних елементів, які забезпечують підвищення технологічних і експлуатаційних показників подрібнювального обладнання.

Здатність гум до великих оборотних деформацій стало основою для створення конструкції гумової футеровки, що поєднує такі переваги традиційних гумових плит як стійкість в умовах ударно-абразивного зносу, міцність при дії ударних навантажень з інтенсифікацією переміщення матеріалу, що подрібнюється.

Підвищення продуктивності млинів та тонкості помолу матеріалу можна досягти шляхом створення пружної та еластичної гумової футеровки, яка буде сприяти інтенсифікації переміщення кульового та технологічного завантаження.

Запропонована гумова футеровка – це набір однотипних гумових плит 1, обладнаних по периферії опорними ребрами 2, що утворюють повітряний зазор 3 відносно робочої поверхні, отримала назву буферна гумова футеровка (рис. 1).



1 – гумова плита; 2 – повітряний зазор; 3 – опорні ребра.

Рисунок 1 – Буферна гумова футеровка.

Розглядаємо кожен елемент футеровки, як динамічну систему масою m і частотою власних коливань ω_c

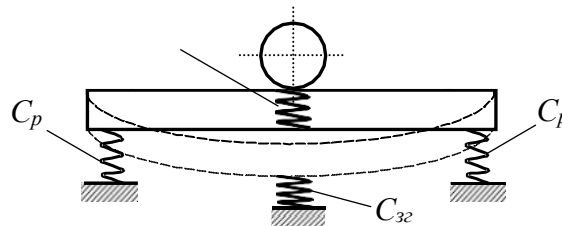
$$\omega_c = \sqrt{\frac{C}{m}} \quad (1)$$

де C – жорсткість системи.

Жорсткість буферної футеровки містить три складових. Перша складова $C_{y\delta}$ – жорсткість шару гуми по товщині (ударна жорсткість гуми). Друга складова – згинаюча жорсткість шару гуми над повітряним зазором, що розглядається як пластина обперта по контуру $C_{зз}$. Третя складова – жорсткість пружної основи пластини C_{oc} – складається з жорсткостей опорних ребер.

При послідовному з'єднанні цих складових (рис. 2) сумарна жорсткість визначиться залежністю

$$C = \frac{1}{C_{y\delta}} + \frac{1}{C_{зз}} + \frac{1}{C_{oc}} \quad (2)$$



$C_{y\delta}$ – жорсткість шару гуми по товщині; $C_{зз}$ – згинаюча жорсткість шару гуми над повітряним зазором;
 C_p – жорсткість опорних ребер.

Рисунок 2 – Схема взаємодії падаючого тіла з буферною гумовою футеровкою.

Визначимо які фактори і якою мірою впливають на складові сумарної жорсткості.

Жорсткість шару гуми по товщині $C_{y\delta}$ (ударна жорсткість гуми) – практично не залежить від товщини гуми і визначається в першу чергу швидкістю співудару, змінюється в порівняно невеликих межах 0,15-0,3 МН/м.

Згинаюча жорсткість $C_{зз}$ – визначається з рівняння вигнутої поверхні і після перетворень має вигляд

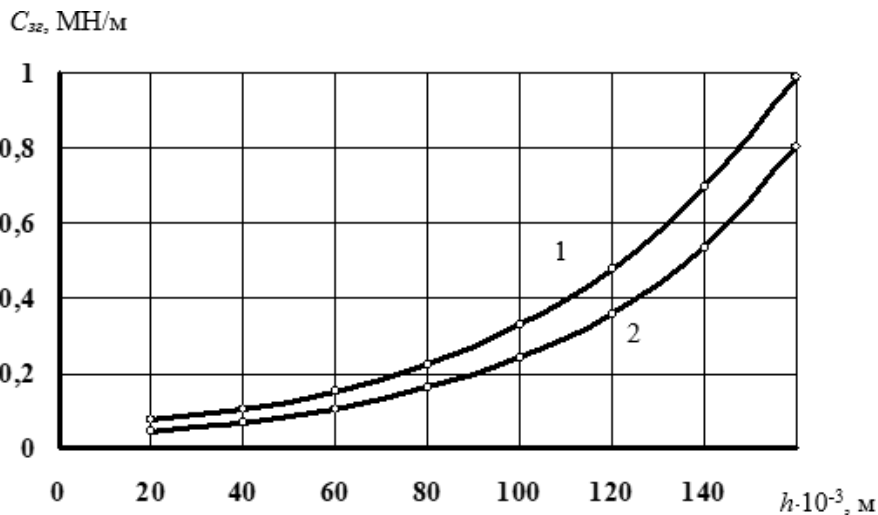
$$C_{зз} = \frac{P}{A_{11}} = \left[\frac{\pi^4 \cdot D \cdot (1 + \mu_1^2)}{4 \cdot a \cdot \mu_1} \right] \cdot \frac{a \cdot b}{\sin \pi \frac{x_1}{a} \cdot \sin \pi \frac{y_1}{b}} \quad (3)$$

Жорсткість пружної основи пластини C_{oc} – складається з жорсткостей опорних ребер C_p і визначається, як жорсткість призматичних прямокутних амортизаторів з висотою $h_p = h_0$ – висота опорного ребра дорівнює висоті повітряного зазору

$$C_{oc} = \left(C_p = \frac{P}{\Delta} = \frac{E \cdot F}{h_p} \cdot \beta(\gamma_1 \cdot \gamma) \right) \cdot n \quad (4)$$

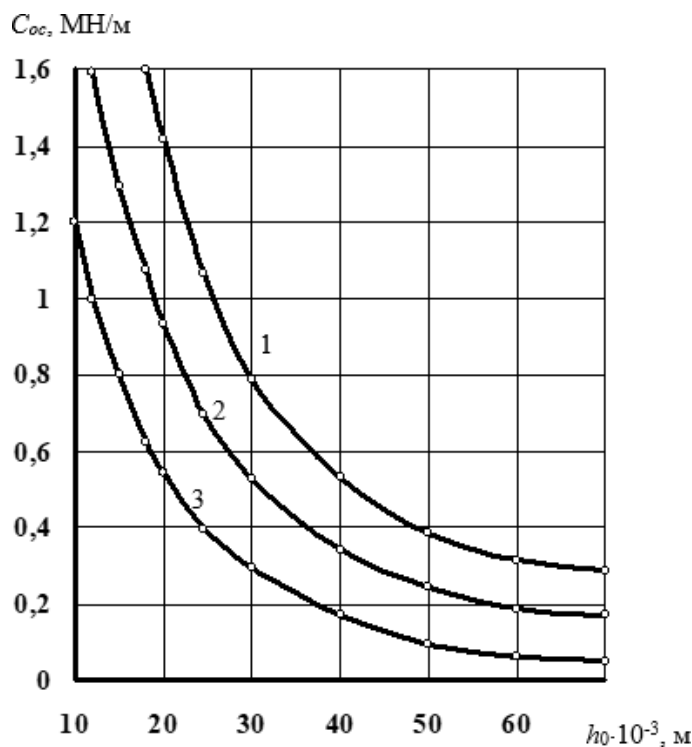
де $n = 4$ – кількість опорних ребер.

На рисунку 3 представлені залежності згинаючої жорсткості пластини гуми марки 2529 від товщини шару h для розмірів плит $a \times b$: 0,5×0,5 м; 1×0,5 м, розраховані по формулі (3). На рисунку 4 представлені залежності згинаючої жорсткості опорних ребер C_{oc} від їх геометричних розмірів.



1 – $a \times b = 0,5 \text{ м} \times 0,5 \text{ м}$; 2 – $a \times b = 1 \text{ м} \times 0,5 \text{ м}$.

Рисунок 3 – Залежність згинаючої жорсткості шару гуми від товщини.



1 – ширина ребра 30 мм, 2 – ширина ребра 20 мм, 3 – ширина ребра 10 мм.

Рисунок 4 – Залежність жорсткості пружної основи від геометричних розмірів опорних ребер.

Частота власних коливань для футерувальних елементів, що розглядаються визначається по формулі (1) з урахуванням приведеної жорсткості системи (2), окремі складові якої прийняті відповідно залежностям (рис. 3 і рис. 4) знаходяться в межах $45 \dots 90 \text{ с}^{-1}$, що практично співпадає з частотою вимушених коливань, що рекомендуються для лотків віброживлювачів. Робота футерувальних елементів в резонансному режимі забезпечує збільшення амплітуди коливань гумових плит без збільшення напруженого стану вантажонесучого органу, що призводить до збільшення швидкості переміщення матеріалу і відповідно продуктивності віброживлювача. Таким чином гумові футерувальні плити буферної конструкції для барабанних і трубних млинів сприяють інтенсифікації переміщення кульового та технологічного завантаження, відповідно підвищуючи продуктивність млинів за готовим продуктом, та якість готової сировини.

**РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ
НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КОСОСЗІГНУТИХ КОЛОН
ІЗ ДРІБНОЗЕРНИСТОГО БЕТОНУ**

Андрій Павліков, д.т.н., професор

Ольга Гарькава, к.т.н., докторант, olga - boiko@ukr.net

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Залізобетонні колони є одним із найбільш розповсюджених елементів будівель і споруд. Їх широке застосування обґрунтовано максимально ефективним використанням матеріалів у цих елементах. Значна несуча здатність колон при стиску з малими ексцентриситетами обумовлена високою міцністю бетону на стик, а ефективна робота арматури в розтягнутій зоні забезпечує суттєву міцність залізобетонних колон при стиску з великими ексцентриситетами.

Слід зауважити, що досить часто армування колон здійснюється конструктивно з огляду на значний опір бетону стиску. Отже, при невеликих навантаженнях на залізобетонні колони для забезпечення рівномірності між бетоном та арматурним каркасом є можливість використовувати дрібнозернистий бетон. Перевагами дрібнозернистого бетону серед інших є висока якість поверхні готових конструкцій, що не практично потребує додаткового опорядження, зручність виготовлення та укладання бетонної суміші, вартість бетону. Використання гранітного відсіву в якості як крупного, так і дрібного заповнювачів додатково усуває необхідність видобутку піску, тим самим зберігаючи земельні ресурси. При раціональному підборі складу дрібнозернистий бетон за міцністю не поступається звичайному важкому бетону, причому характеризується підвищеною міцністю на розтяг при згині. Такі бетони відрізняються підвищеною однорідністю, а тому більш високими значеннями морозостійкості і водонепроникності.

В багатьох джерелах, зокрема в публікаціях [1 – 3], відмічено, що залізобетонні колони, як правило працюють в умовах косоного стискання, викликаного крім позацентрового прикладання зовнішнього навантаження випадковими ексцентриситетами, що виникають від різноманітних факторів, таких як неточності встановлення арматури, неточності монтажу, локальні пошкодження та інших. При проектуванні колони, зазвичай, розраховують на дію ексцентриситетів у взаємно ортогональних площинах окремо. Більш точних результатів розрахунку можна досягти виконуючи розрахунок на дію косоного стискання. При цьому існують певні складнощі, обумовлені різноманітністю форм стиснутої зони бетону, для кожної з яких розрахунок матиме свої особливості [3]. Експериментальних даних щодо міцності косостиснутих колон із дрібнозернистого бетону обмаль. Тому для апробації розробленого методу розрахунку [3] та вивчення роботи колон під навантаженням, а також отримання експериментальних значень параметрів, що характеризують напружено-деформований стан колони під час руйнування були проведені дослідні випробування косостиснутих колон.

Було виготовлено 6 зразків залізобетонних колон прямокутного профілю з дрібнозернистого бетону. Усі експериментальні колони мали довжину 1 м та проектні розміри поперечного перерізу 125x125 мм. Конструкція експериментальних зразків наведена на рисунку 1.

Дослідні колони поділені на дві серії залежно від діаметра поздовжньої робочої арматури. Для виготовлення каркасів в якості робочої поздовжньої арматури, використовувалася арматура класу А240С діаметрами 8 та 10 мм та конструктивна арматура класу А240С діаметром 6 мм.

Робоча та конструктивна арматура зразків з'єднувалася між собою за допомогою в'язального дроту у просторові в'язані каркаси. Після виготовлення каркасів на робочі

поздовжні арматурні стержні в середній їх частині з діаметрально протилежних сторін наклеювалися електротензодатчики опору з базою 20 мм.

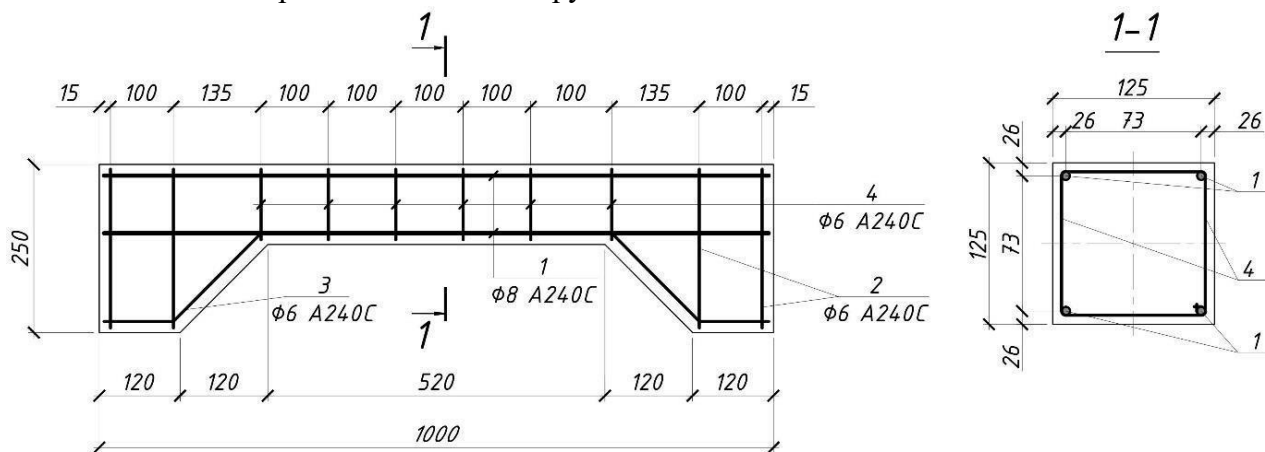


Рисунок 1 – Конструкція експериментальних зразків колон

Бетонування колон здійснювалося в лабораторних умовах. З одного замісу виготовлялось 6 колон, а також 3 призми розмірами 150x150x600 мм. Призми використовувались в подальшому для визначення фізико-механічних характеристик бетону.

Дрібнозерниста бетонна суміш для колон виготовлялась в лабораторних умовах за допомогою бетонозмішувача. В якості в'язучої речовини застосовувався портландцемент марки М400 виготовлений на заводі в м. Івано-Франківськ. В якості дрібного та крупного заповнювача використаний гранвідсів фракції 0 – 5 мм. Після вкладання бетонної суміші в металеву опалубку, вона ущільнювалась глибинним вібратором.

Забетоновані зразки витримувалися 28 діб в металевій опалубці в умовах природного твердіння у вологому стані. Колони, що досягли віку 30 – 40 діб, готувалися до випробування. Після просушування зразків колон на бетон у зоні можливого руйнування по всьому периметру перерізу колон наклеювалися тензорезистори за базою 50 мм. Попередньо поверхня бетону була відшліфована, знежирена розчинником і прогрунтована клеєм БФ-2.

Слід відмітити, що зовнішня поверхня колон за рахунок застосування дрібнозернистого бетону та його ретельного ущільнення була однорідною з мінімальною кількістю пор і каверн. Отже, використання такого бетону в конструкціях мінімізує витрати на їх опорядження.

Випробування експериментальних зразків колон на дію косоного стиску здійснювалося на гідравлічному пресі ПГ-125. Перед проведенням випробувань колона встановлювався на робочу плиту преса, центрувалася по геометричній осі, а у верхній частині колона встановлювався шарнір, який передавав силу з двома ексцентриситетами відносно осей інерції перерізу колона. Перед початком виконувалось тарування шкали преса подачею мастила в поршень робочої плити, до тих пір коли стрілка на шкалі преса не зайняла нульове положення. Навантаження на зразок передавалося за допомогою верхньої рухомої плити преса. Забезпечення прикладання навантаження з прийнятими ексцентриситетами відображено на рисунку 2. Навантаження прикладались ступенями не більше 10% від розрахункового руйнівного навантаження. На початку завантаження величина ступенів навантаження складала 5% від руйнівного. Загальний час випробування однієї колона складав 1 – 1,5 години.

Дані експериментальних випробувань колон із дрібнозернистого бетону на гранітному відсвіві були порівняні з результатами розрахунку міцності колон на косий стиск за методикою, розробленою в [3] для конструкцій з важкого бетону. При розрахунку застосовані загальноприйняті передумови за чинними нормативними документами з проектування залізобетонних конструкцій [4] (табл. 1).

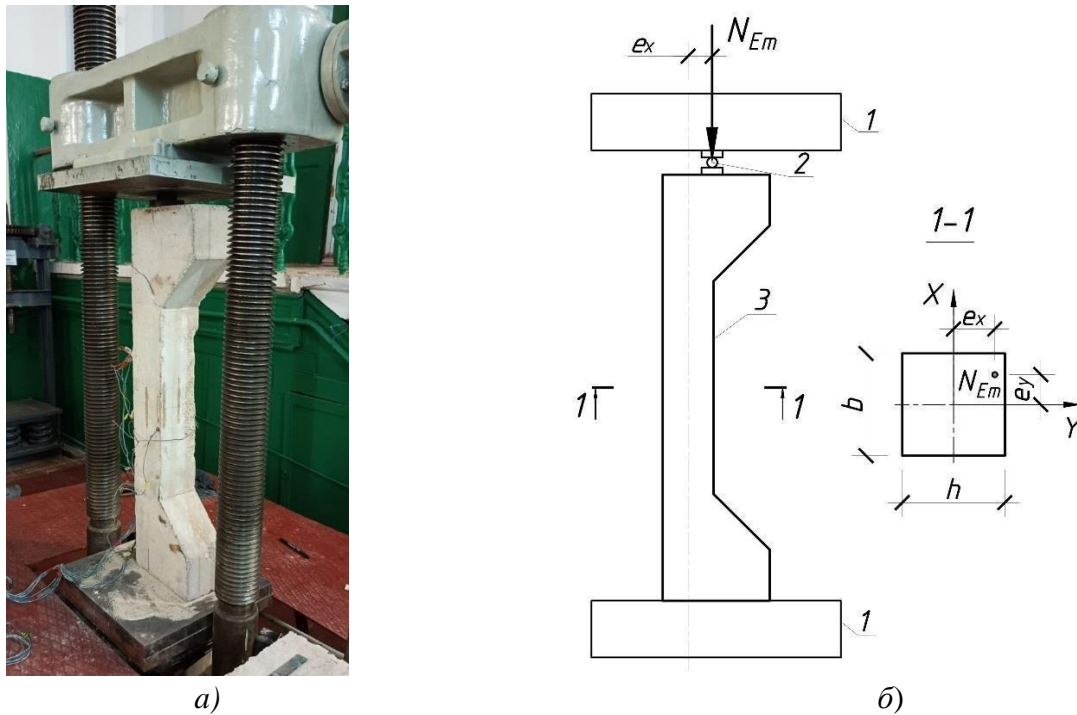


Рисунок 2 – Загальний вигляд зразка в процесі випробування (а) та схема його завантаження (б): 1 – плити преса; 2 – шарнір; 3 – дослідний зразок

Таблиця 1 – Порівняння результатів теоретичних розрахунків міцності косостиснутих залізобетонних колон з експериментальними даними

Статистична характеристика	Кут нахилу нейтральної лінії, θ°	Висота стиснутої зони бетону x , мм	Руйнівна поздовжня сила N , кН
Математичне очікування	0,9318	1,1345	0,9047
Середньоарифметичне відхилення	0,1063	0,0557	0,0501
Дисперсія	0,0158	0,0066	0,0046
Середньоквадратичне відхилення	0,1257	0,0812	0,0678
Коефіцієнт варіації	0,1349	0,0716	0,0749

У результаті проведення випробувань дослідних зразків колон із дрібнозернистого бетону на косий стиск встановлено наступне:

1. Проведений порівняльний аналіз результатів розрахунку параметрів напружено-деформованого стану дослідних косозігнутих колон в момент руйнування підтверджує можливість і доцільність застосування розробленої методики розрахунку міцності на косий стиск при визначенні несучої здатності колон із дрібнозернистого бетону.

2. Експериментально підтверджено можливість гранітного відсіву для виготовлення дрібнозернистого бетону косостиснутих залізобетонних колон. В ході досліджень міцності та деформативності дрібнозернистого бетону не виявлено особливостей, котрі б перешкождали його використанню в якості матеріалу для залізобетонних конструкцій.

Список літератури

1. Bouzid T., Demagh K. Practical method for analysis and design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending and axial loads. Slovak Journal of Civil Eng., 2011. Vol. 1, Issue 24.
2. Pavlikov A., Harkava O., Prykhodko Yu., Baryliak B. Proc.of the Int. fib Symp. on Conceptual Design of Structures, 2019. Madrid: Torroja Institute. P. 493 – 500.
3. Baryliak B., Pavlikov A., Harkava O. Proc. of the 2020 session of the 13th fib Int. PhD Symp. in Civil Engineering, 2020. Paris: Fédération Internationale du Béton. P. 179 – 186.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2022.71 с.

УДК 624.155.152

ВПЛИВ ОБ'ЄМУ УЩІЛЬНЕНОЇ ЗОНИ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ПУСТОТІЛОГО БЕТОННОГО БЛОКУ

Володимир Пантелесенко, канд. техн. наук, доцент
Придніпровська державна академія будівництва та архітектури,

vladmaestro2017@gmail.com

Сергій Карпушин, канд. техн. наук, доцент
Центральноукраїнський національний технічний університет

karp22.05.1972ksa@gmail.com

Андрій Червоноштан, інженер
andrew.chervonoshtan@pdaba.edu.ua

Сергій Волошин, магістрант
Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

Застосування конічних пустотілих цільноформованих бетонних блоків, при зведенні будівель невеликої етажності, в порівнянні з класичними видами та способами влаштування фундаментів дозволяє в 3...4 рази скоротити об'єм земляних робіт та значно зменшити витрати бетону, арматури, трудовитрати, і кошторисну вартість робіт нульового циклу на 40%. [1 – 4].

При зануренні бетонних блоків під ними і навколо них утворюється ущільнена зона з підвищеними характеристиками міцності, за рахунок чого істотно підвищується їх несуча здатність [1 – 4].

З метою збільшення несучої здатності занурюваних елементів при зведенні нульового циклу різних споруд у ґрунтах I і II категорії по просадочності необхідно збільшення розмірів ущільненої зони під основою. З цією метою були проведені дослідження щодо збільшення ущільненої зони за допомогою замикаючого сердечника, який являє собою вертикальну трубу з трамбуючої плитою, що закриває отвір в основі бетонного блоку та застосування конусної насадки з раціональним кутом загострення, яка розсуваючи ґрунт в боки може підвищити несучу здатність бетонного блоку.

Дослідження процесу занурення конічних блоків у ґрунт, проводилися в безпосередній близькості від зведених будинків і споруд на будівельних майданчиках в місцях характерних з точки зору геологічної будови і основних характеристик ґрунту, що знаходяться в межах будівельного майданчика. Для з'ясування якісних закономірностей і фізичної сутності процесу занурення конічних блоків в натурних умовах використовувався спеціально розроблений стенд [5].

Занурення бетонних блоків здійснювалось статичним навантаженням, який на даному етапі являється більш прогресивним. При цьому зусилля, яке розвиває машина знаходиться в межах 100...120 т і більше.

Опір ґрунту при зануренні бетонних блоків визначається ступенем його ущільнення, розмірами ущільненої зони, міцністю та деформаційними характеристиками ґрунту.

В результаті проведених експериментів в умовах різних будівельних майданчиків, вивчення щільності лісовидних і глинистих ґрунтів встановлено, що при площі нижньої основи, що дорівнює 0,2...0,3 м² ущільнена зона поширюється на глибину 0,8 м від нижнього зрізу блоку.

За своєю формою ущільнена зона в різних ґрунтах наближається до еліпсоїда обертання велика вісь якого збігається з вертикальною віссю блоку. При цьому істотна частина ущільненої зони формується під основою блоку.

Встановлено, що при застосуванні замикаючого сердечника, відбувається збільшення несучої здатності на 10...15%.

Для підвищення несучої здатності доцільно використовувати конусоподібні насадки (рис. 1). В результаті дослідів з різними насадками з кутом при вершині конуса рівному 60⁰,

70°, 80°, 90°, 100°, 110°, 120° (рис. 2) виявлено, що найбільший приріст об’єму ущільненої зони для щільних ґрунтів дає насадка з кутом при вершині рівним 90°...95°, а для просадних ґрунтів з кутом при вершині рівним 100°...110° (рис. 2). При значеннях кута менше 60° ядро ущільнення практично не утворюється, в цьому випадку відбувається витіснення частинок ґрунту в сторони від вертикальної осі [2, 6].

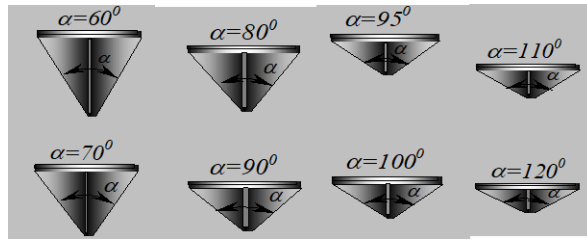


Рисунок 1. Конструкції конусоподібних насадок

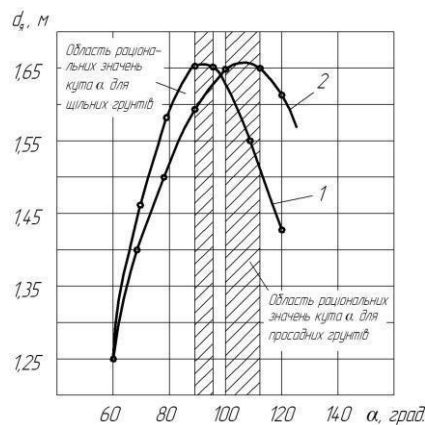


Рисунок 2. Залежність діаметра ущільненого ядра d_c від кута α при вершині конусоподібної насадки, 1 – для щільних ґрунтів; 2 – для просадних ґрунтів

Висновки

Дослідження процесу занурення в польових умовах за допомогою спеціального стенду підтверджують припущення про те, що в процесі занурення бетонних конічних блоків навколо них і в основі формується ущільнена зона з підвищеними характеристиками міцності.

Встановлено, що для створення ущільненої зони максимально можливого об’єму доцільно використовувати конусоподібні насадки. Оптимальне значення кута при вершині конусоподібної насадки дорівнює: для щільних ґрунтів 90...95°, для просадних 100...110°.

Список літератури

1. Хмара Л.А., Пантелеєнко В.І. Інноваційний енергоефективний спосіб устрою поглиблень нульового циклу без виїмки ґрунту // «Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Интенсификация рабочих процессов строительных и дорожных машин. Серия: Подъемно-транспортные, строительные и дорожные машины и оборудование»// Сб. науч. тр. №107. Днепр. ГВУЗ «ПГАСА». 2019. С.136–144.
2. Машины для погружения свай, фундаментов-оболочек и устройства углублений без выемки грунта: Монография / Л.А. Хмара, В.И. Пантелеєнко, М.Г. Малич – Павлоград, ТОВ «ІМА-прес». 2017 – 205с.
3. Пантелеєнко В.І, Червоноштан А.Л., Хомчик М.С. Дослідження напруженого стану конічних бетонних блоків та особливості формування ущільненої зони при їх зануренні у ґрунт. Науковий вісник будівництва. Т. 99, №1. Харків, ХНУБА, 2020. – С. 154 – 159.
4. Пантелеєнко В.І, Карпушин С.О., Червоноштан А.Л., Ігнатов А.Б. Дослідження напруженого стану металевих штампів під фундаменти для будівель різного призначення / Науковий вісник будівництва. Науково-технічний журнал Харківського національного університету будівництва та архітектури ХНУБА. Харків 2020, т.101 №3. – С 99-107.
5. Пат. 147293 Україна, МПК Е 05 D 13/00. Стенд для дослідження процесу занурення оболонок в ґрунт в натурних умовах / В.І. Пантелеєнко, С.О. Карпушин, А.Л. Червоноштан, І.О. Даниленко. – № u202007115; заявл. 06.11.2020; опубл. 28.04.2021, Бюл. № 17.
6. Пат. 148700 Україна, МПК Е 02 D 7/00. Пристрій для занурення оболонок / В.І. Пантелеєнко, С.О. Карпушин, А.Л. Червоноштан, В.А. Пушенко. – № u202101261; заявл. 15.03.2021; опубл. 08.09.2021, Бюл. № 36.

ДЕЯКІ АСПЕКТИ ЕВОЛЮЦІЇ НОРМ БУДІВЕЛЬНОГО ПРОЄКТУВАННЯ

Сергій Пічугін, проф., д.т.н., pichugin.sf@gmail.com

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Перед інженерами завжди стоїть питання, яким чином будівельники минулого забезпечували безвідмовність будівель і споруд, які благополучно збереглися до нашого часу. При цьому залишаються неясними питання обґрунтування деяких розрахункових параметрів і коефіцієнтів методу допустимих напружень, які згодом увійшли у норми методу граничних станів. На ці та інші питання дає відповіді вивчення розвитку вітчизняних і зарубіжних норм проєктування, актуальність якого пов'язана не тільки з тим, що історія дає фактичні знання про минулий досвід будівництва, але у певній мірі дозволяє прогнозувати тенденції розвитку будівельного нормування.

Першим нормативним документом, який діяв на території України, де були вміщені деякі положення методики розрахунку конструкцій, було «Урочне положення: посібник при складанні і перевірці кошторисів, проєктуванні та виконанні робіт» [1]. Цікаво відмітити, що його автором був граф Де-Рошфор Н.И. (1846 – 1903), інженер-будівельник і архітектор, будівельник залізниць, шосе і палаців. Урочне положення – унікальний посібник, який служив довідником для будівельників і архітекторів, підручником для викладачів, керівництвом для будівельних підрядчиків. У ньому вперше давалися роз'яснення до будівельних норм і правил і містився необхідний довідковий матеріал щодо будівництва. Урочне положення увійшло у дію вперше в 1869 р., перевидавалося зі змінами 13 разів, останнє видання було надруковано в 1930 р. Урочне положення мало важливий державний статус, було обов'язковим для використання на всій території країни, дозвіл на вихід першого видання був підписаний Олександром II, дозвіл до шостого видання, яке цитується далі в тексті, – Миколаєм II.

У другій половині XIX-го століття та на початку XX-го століття російської технічної літератури практично не було. Тому популярністю користувалися перекладні технічні видання, переважно німецькі. Таким виданням був довідник Хютте (Hütte) – багатотомний «Довідник для інженерів, техніків та студентів» [2]. Перше німецьке видання Довідника було випущено в Німеччині в 1857 р., воно включало розділи: математика і механіка, машинобудування і будівництво. Незабаром у 1863 р. вийшов перший російський переклад Довідника. До Другої світової війни Хютте (Hütte) був одним із найпоширеніших технічних довідників у СРСР. Довідник продовжував видаватися і в післявоєнні роки, останнє 34-е видання було надруковано в 2012 р.

Спираючись на ці та інші джерела, для початку розглянемо, як змінювалося з часом нормування такого важливого і небезпечного силового впливу на будівлі, як снігове навантаження. Урочне положення містило деякі вказівки щодо навантажень на конструкції, зокрема, на кроквяні ферми. Навантаження від власної ваги регламентувалися в діапазоні 20 – 70 кгс/м², змінні навантаження – 160 кгс/м². Можна вважати, що це змінне навантаження із запасом враховувало снігове навантаження на основній території країни, а сумарне розрахункове навантаження 180 – 230 кгс/м², разом із запасом по міцності, забезпечувало певний рівень безаварійності конструкцій, виконаних за грамотними розрахунками. Замітимо при цьому, що вказані рекомендації щодо сумарних навантажень на покрівлі відповідали німецьким нормативам того часу для пологих покрівель Німеччини [2].

У перших післяреволюційних Єдиних нормах будівельного проєктування (1931 р.) снігове навантаження P_c (кгс/м²), визначалося за формулою, досить незвичною на сучасний погляд:

$$P_c = P_c^0(1 + 0.002h)(45^\circ - \alpha) \quad (1)$$

де P_c^0 – емпірична величина, що залежала від географічного положення місцевості (широти і довготи), і знаходилася у відповідній таблиці зі значеннями широти в діапазоні $40 - 70^\circ$ і довготи $20 - 190^\circ$; h – висота місцевості над рівнем моря (у метрах; α – кут нахилу до горизонту (у градусах) поверхні, що сприймала навантаження від снігу.

Для конкретизації рекомендацій Єдиних норм щодо снігового навантаження, проведемо розрахунки для двох географічних пунктів:

- Полтава: широта $44^\circ 35'$, довгота $34^\circ 34'$, $h = 146$ м, $P_c^0 = 1,33$, за формулою (1) розрахункове снігове навантаження на горизонтальну поверхню ($\alpha = 0^\circ$) дорівнювало

$$P_c = 1,33(1 + 0,002 \cdot 146)45^\circ = 77,5 \text{ кгс/м}^2;$$

- Кропивницький (тоді Зінов'євськ): широта $48^\circ 31'$, довгота $32^\circ 17'$, $h = 127$ м, $P_c^0 = 1,10$

$$P_c = 1,10(1 + 0,002 \cdot 127)45^\circ = 62,0 \text{ кгс/м}^2.$$

Як видно, регламентовані Єдиними нормами значення снігового навантаження були значно меншими тих, що містилися раніше в Урочному положенні.

В наступному нормативному документі 1933 р. снігове навантаження нормувалося інакше, залежно від висоти снігового покриву h , причому враховувалася середня максимальна висота за десять останніх років. Отже, розрахункова висота снігового покриву мала деяке статистичне обґрунтування. У той самий час щільність снігу без достатнього роз'яснення приймалася рівною $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$. Розрахункове значення снігового навантаження визначалося як $p = 1,6\rho h$. Було визначено 4 райони з різною висотою снігового покриву у діапазоні $30 \text{ см} > h > 80 \text{ см}$ та відповідним сніговим навантаженням $p = 25 - 120 \text{ кгс/м}^2$ [3].

Цікаво відмітити, що норми 1933 р. (тобто 90 років тому) містили розгорнуті рекомендації щодо можливого зниження снігових навантажень внаслідок підтавання:

а) для середньо утеплених покрівель (з термічним опором $0,75 \dots 1,10 \text{ (м}^2 \cdot ^\circ\text{C)/Вт}$) при внутрішній температурі 15°C , $2/3$ площі яких розташовані над опалювальними приміщеннями, – снігове навантаження знижувалося на 50%;

б) для покрівель будівель з великими тепловиділеннями (тепловий потік понад 800 кал/год/м^2) з термічним опором менше $0,75 \text{ (м}^2 \cdot ^\circ\text{C)/Вт}$ – снігове навантаження знижувалося на 75%;

У подальшому ці рекомендації були опущені і відсутні у снігових нормах по сей день, хоча актуальність їх очевидна, що підтверджується наявністю подібних рекомендацій в Єврокодi.

У наступних нормах (1940 р), при обґрунтуванні нормативу снігового навантаження було підвищено щільність снігу з диференціацією $\rho = 200 - 250 \text{ кг/м}^3$ залежно від висоти снігового покриву. Територія країни була поділена на 5 снігових районів зі значеннями висоти снігового покриву h та розрахункової ваги снігу p на поверхні землі дещо більшого рівня порівняно з попередніми нормама. При цьому територія України відносилася до I району (h до 20 см, вага $p = 50 \text{ кгс/м}^2$) та II району (h від 20 до 40 см, $p = 70 \text{ кгс/м}^2$). Ці необґрунтовані нормативи ігнорували кліматичні особливості України і були суттєво нижче фактичних снігових навантажень на її території. Тим не менше, ці нормативи залишалися у подальших виданнях норм навантажень, перейшли в 50-ті роки минулого століття в якості нормативних значень у норми розрахунків за граничними станами, і були нарешті (через 70 років!) замінені статистично обґрунтованими підвищеними значеннями у національних нормах ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Складені на основі досліджень вітчизняних вчених [4], ці норми регламентують характеристичні значення снігового навантаження, зокрема, для Полтави 1600 Па (160 кгс/м^2 – 5 район) і Кропивницького 1400 Па (140 кгс/м^2 – 4 район). Більш детальний опис еволюції нормування снігового навантаження наведено у публікації [5].

Початок вітчизняного нормування вітрових навантажень було покладено в 1931 р. з виходом «Єдиних норм будівельного проектування». Певна наукова основа для обґрунтування норм у той період вже була: багаторічні метеорологічні вітрові

спостереження (3 рази у добу); з вимірюванням швидкості вітру флюгером Вільда з двохвилинним осередненням, аеродинамічні дослідження, що проводилися ще з дореволюційного часу в лабораторіях та інститутах. В Єдиних нормах вітрове навантаження визначалося за формулою, що також мала досить незвичайний вигляд із сучасної точки зору:

$$p = k(p_e^0 + k_1 h), \quad (2)_e$$

де p_e – тиск вітру в кгс/м²; k – коефіцієнт обтікання, що залежав від форми і положення схильного до вітру об'єкта; p_e^0 – найбільший тиск у кгс/м² при прямуванні повітряного потоку нормально до поверхні; h – повна висота споруди (м) над обрізом фундаменту; k_1 – розрахунковий коефіцієнт, що приймався в залежності від характеру обтікання споруд вітром.

Територіальне районування у перших вітрових нормах було практично відсутнє, оскільки для всієї країни приймався однаковий максимальний вітровий тиск $p_e^0 = 50$ кгс/м², крім району Новоросійська – 100 кгс/м² та берегів морів й усть великих річок – 75 кгс/м².

Нормування вітрового навантаження було розвинуте у нормах, запроваджених у 1933 р. [6]. У них вітрове навантаження визначалося за іншою формулою:

$$P_a = k \cdot q, \quad (3)$$

де k – коефіцієнт обтікання; q – вітровий тиск, аналогічний p_e^0 у формулі (2).

Вітровий поділ зберігався на зазначені вище три географічні райони, причому для всієї території тиск було знижено до 45 кгс/м².

Оцінюючи описані вітрові норми, слід зазначити, що перше вітрове районування було недостатньо диференційованим і регламентувало для всієї території СРСР (за невеликими винятками) лише одне базове значення вітрового напору $q = 45$ кгс/м². Воно не було достатньо статистично обґрунтовано. Як показали наступні дослідження, це значення виявилось заниженим і згодом було збільшено [7]. Можливо, автори норм враховували це, тому рекомендували проектувальникам використовувати додатково відому шкалу сили вітру Бофорта, доповнену значеннями вітрового тиску [6]. Згідно з цією шкалою, нормоване значення $q = 45$ кгс/м² відповідає 8 балам та «дуже міцному вітру» зі швидкістю 18 – 20 м/с. У той же час, судячи з шкали Бофорта, під час штормів та ураганів (9 – 12 бали) швидкість вітру та відповідний вітровий тиск можуть бути значно вищими. Слід зазначити, що у перших нормах вже враховувалося зростання вітрового навантаження з висотою, вплив захищеності споруд та характер обтікання будівель різної конфігурації.

Протягом подальших дев'яносто років норми проектування будівельних конструкцій щодо нормування вітрових навантажень зазнали значних змін і розширили свої статистичні основи. Розвинулось територіальне вітрове районування, зросла кількість вітрових районів. Зокрема, згідно з діючими ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» Україна за характеристичними значеннями вітрового навантаження включає п'ять територіальних районів з розрахунковими характеристичними значеннями від 0,4 до 0,6 кПа [4].

Початок вітчизняного нормування кранових навантажень було покладено в 1931 р. впровадженням «Єдиних норм будівельного проектування» [8]. З огляду на те, що в той час відповідні експериментальні роботи в СРСР не проводилися, основу прийнятих нормативів становили зарубіжні норми, роботи кранівників та довідкові видання, наприклад [2].

Горизонтальні навантаження, що передаються від кранів на кранові колії та спрямовані уздовж будівлі, визначалися як

$$H = 0,1Pn \quad (4)$$

де P – розрахунковий вертикальний тиск на колесо крана; n – кількість гальмівних коліс крану, що знаходяться на балці.

При цьому значення сил звичайної інтенсивності приймалися рівними 0,5 величин, отриманих за формулою (4) (очевидно, таким чином робилася перша спроба врахування режиму роботи мостових кранів).

Поперечне кранове навантаження приймалося таким, що створюється гальмуванням візка з вантажем, і визначалося за формулою

$$T = \frac{0,1(Q+q)n}{n_0}, \quad (5)$$

де Q – вага вантажу; q – вага візка; n_0 – кількість всіх коліс крана; n – кількість гальмівних коліс крана. Це зусилля розподілялося між підкрановими балками пропорційно їхнім бічним жорсткостям.

Формули (4) і (5) враховують, що сила тертя F дорівнює нормальному тиску N , помноженому на коефіцієнт тертя між рейками і колесами крана або візка f , рівний 0,1.

Для особливо швидко або повільно працюючих кранів дозволялось визначати горизонтальні сили за формулою:

$$H = \frac{\sum Q}{10} \cdot \frac{v}{t}, \quad (6)$$

де $\sum Q / 10$ – маса вантажів, що переміщуються (цифра 10 в знаменнику наближено враховує $g = 9,8 \text{ м/с}^2$); v – максимальна швидкість руху крана (візка); t – час гальмування.

Формула (3) була отримана з умови рівності кінетичної енергії руху та роботи сили H . При зростанні швидкості за законом трикутника ця формула визначає середню величину сили, що дорівнює половині максимальної миттєвої сили H_{max} , що виявляється при гальмуванні. В подальших виданнях норм формула (6) була видалена.

В подальші роки норми кранових навантажень поступово змінювалися [9], але тільки у 2006 р в національних нормах ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» помилкова формула гальмівних сил (5) була замінена на формулу бічних сил, що спричиняються перекосами мостових кранів і непаралельністю кранових колій.

Список літератури

1. Де-Рошефор Н.И. Иллюстрированное Урочное положение: пособие при составлении и проверке смет, проектировании и исполнении работ. Шестое исправленное издание / Н.И. Де-Рошефор. – Петроград: Издание К.Л. Раккера, 1916. – 694 с.
2. НҮТТЕ. Справочник для инженеров, техников и студентов. Том второй. Издание пятнадцатое, исправленное и дополненное (перевод с 26 немецкого издания). – М.: Госмашметиздат, 1935. – 1003 с.
3. Пичугин С.Ф. Снеговые и гололедные нагрузки на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько. – Полтава: ООО «АСМИ», 2012. – 460 с.
4. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України / В.А. Пашинський. – К., 1999. – 185 с.
5. Пичугин С.Ф. Статистическое обоснование нормативов снеговой нагрузки на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин // Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини: Збірник наукових праць. Випуск №25. – Одеса: ОДАБА, 2021. – С. 103 – 118. doi:10.31650/2707-3068-2021-25-103-118.
6. Пичугин С.Ф. Ветровая нагрузка на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько. – Полтава: Вид-во «АСМИ», 2005. – 432 с.
7. Пичугин С.Ф. Тенденції розвитку норм вітрового навантаження на будівельні конструкції / С.Ф. Пичугин // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: Зб. наук. праць. Вип. 18. – Луцьк: Луц. НТУ, 2022. – С. 98 – 116. DOI: 10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12.
8. Пичугин С.Ф. Крановые нагрузки на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин. – Полтава: ООО «АСМИ», 2014. – 504 с.
9. Пичугин С.Ф. Розвиток нормування кранових навантажень на будівельні конструкції / С.Ф. Пичугин // Комунальне господарство міст. Науково-технічний збірник. Серія: технічні науки та архітектура. Том 4. Випуск 164. – Харків: ХНУМГ, 2021. – С. 82 – 98. DOI:10.33042/2522-1809-2021-4-164-82-98.

МЕТАЛЕВЕ СХОВИЩЕ СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВОГО ТИПУ

Сергій Пічугін, проф., д.т.н., pichugin.sf@gmail.com
Оксененко Катерина, аспірантка, shvadchenkokate@gmail.com
Національний університет «Полтавська політехніка
імені Юрія Кондратюка

Воєнний стан вносить корективи у всі сфери діяльності держави. Інновації в будівельній галузі є важливими в цей час, особливо в області фортифікації. Фортифікаційне обладнання – це інженерні споруди, які забезпечують виконання бойової задачі під вогнем противника та забезпечують захист своїх сил та засобів від засобів ураження противника.

За призначенням фортифікаційне обладнання розділяється на споруди: для ведення вогню; для спостереження та управління вогнем; для захисту особового складу; для пунктів управління; для медичних пунктів, медико-санітарних батальйонів і польових шпиталів; для захисту техніки та матеріальних засобів [1].

ТОВ «КРЕАТИВ ПРОМ ІНЖИНІРІНГ» розробило конструкцію підземного металевих укриття (рис. 1) для розміщення в польових умовах командних пунктів та укриття для особового складу підрозділів, які виконують завдання у зоні бойових дій.

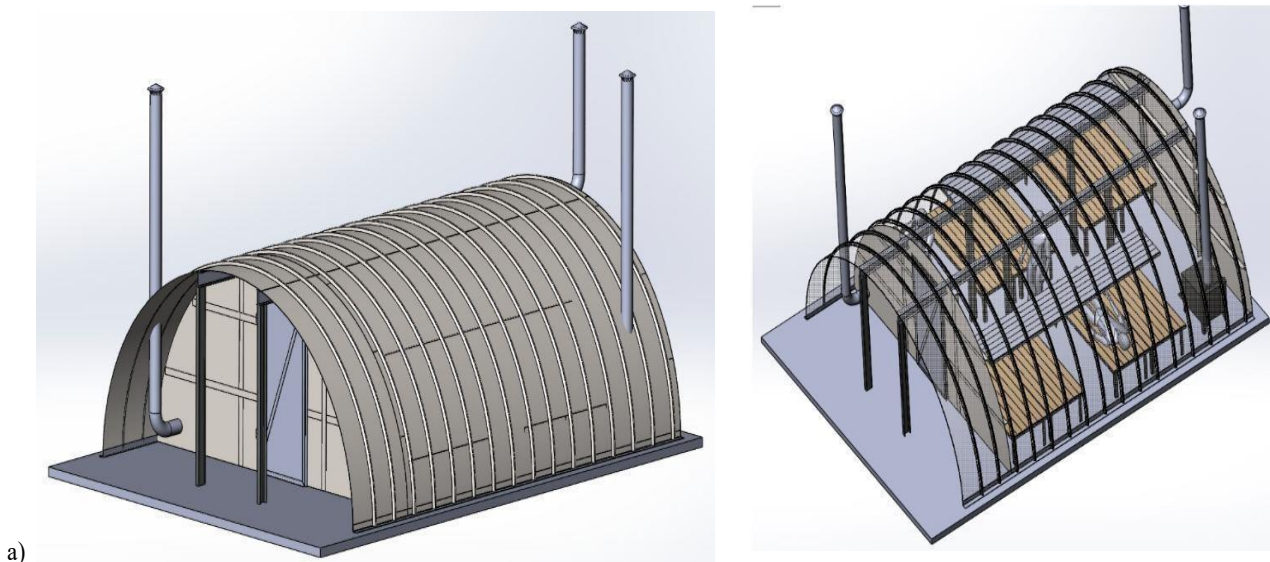


Рисунок 1 – Металеве сховище уніфіковане МСУ- 46.60.23: а) загальний вигляд; б) конструктивна схема.

Технічні характеристики сховища: ширина – 4,6 м; довжина 6 м; висота 2,3 м; матеріал корпусу – оцинкована конструкційна сталь DX51D+Z, аромне покриття – товщиною 2мм, торцеві стіни – товщиною 3 мм, загальна вага 2,6 т.

Корпус виконано методом спірально-фальцевого з’єднання металевих стріпса по німецькій технології Lipp-system. Технологія була розроблена у 1968 році німецьким вченим Ксавером Ліппом, який використовував спеціальне обладнання для обробки листового металу і застосував його для зведення спірально-навивних силосів[2].

Бункер запроєктований на занурення на глибину до 4 м від верхньої частини корпусу укриття. Розрахунок конструкції був проведений за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР. За розрахунками, конструкція бункеру витримує навантаження до 12 т/м².

Виготовлення конструкції відбувається на території підприємства в два етапи. На першому етапі відбувається формування спірально-фальцевого циліндра [3] потрібного діаметра та висоти. Конструкція спірально-фальцевого циліндра формується за допомогою обладнання, яке навиває металевий стріпс по спіралі з одночасним формуванням фальцевого ребра замкнутого типу. Фальцевий замок розташований ззовні стінки силосу під

незначним кутом до горизонтальної площини і утворює кільцеві ребра. Крок кільцевих ребер 365мм. Після формування циліндра, корпус розрізається в поздовжньому напрямі на дві частини. Другий етап передбачає підсилення арочного покриття каркасом із швелерів та монтаж торцевих стін. Готова конструкція перевозиться на місце монтажу за допомогою автотранспорту. Після транспортування конструкцію монтують у котлован за допомогою автокрану та засипають, забезпечуючи вихід з бункера (рис. 2).



Рисунок 2 – Металеве бункер-сховище: а) монтаж, б) вигляд всередині

Бункер оснащується вентиляційною системою, піччю-буржуйкою, ліжками (рис 2, б) та іншим необхідним обладнанням для комфортного та безпечного перебування всередині.

На практиці бункер себе добре зарекомендував. Декілька конструкцій такого типу були реалізовані в прифронтовій зоні.

Список літератури

1. Фортифікаційнеобладнаннярайонів, опорнихпунктів та позицій[Інтернет ресурс]. – Режим доступу – http://nulau.edu.ua/materials/files/caf_v1/0170/01.pdf.
2. XaverLipp [Internet resource]. - Access mode - <https://xaver-lipp.com/>.
3. S. Pichugin, K Oksenenko, Comparative analysis of design solutions of metal silos, Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering, 53 (2), 54-60. DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1890>.

УДК 624.042

ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ НА ЗГИН МІЖФАЛЬЦЕВОЇ ЗОНИ СТІНКИ СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВОГО СИЛОСУ

Сергій Пічугін, проф., д.т.н., pichugin.sf@gmail.com
Шульгін Володимир, к.т.н., доцент, Shwlad17@gmail.com
Оксененко Катерина, аспірантка, shvadchenkokate@gmail.com
Національний університет «Полтавська політехніка
імені Юрія Кондратюка

Конструкція стінки силосів спіраль-фальцевого типу суттєво відрізняється від зварних та традиційних металевих збірних силосів із гофрованих панелей на болтових з'єднаннях [1]. Головна специфічна особливість цих конструкцій полягає в наявності ребра фальцевого типу.

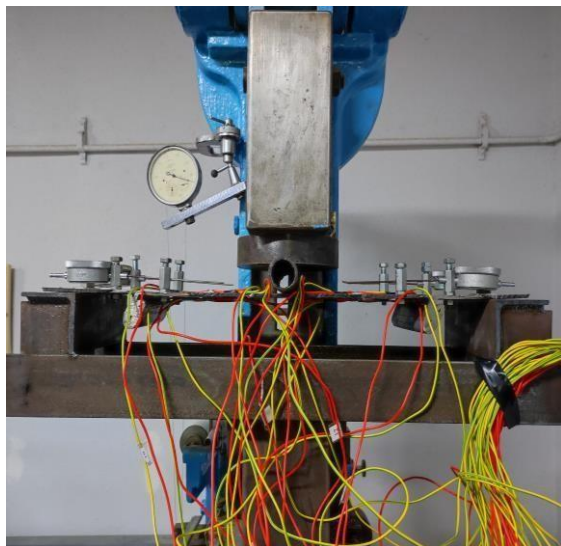
Силоси знаходяться під дією багатьох навантажень, як звичайних для більшості промислових споруд (вага від обладнання, власна вага, вітер, сніг), так і специфічних (тиск сипучих матеріалів, реактивний опір ґрунту, визваний вагою цих сипучих матеріалів). Навантаження від тиску сипучих матеріалів досягають значних величин, тому їх вплив у більшості випадків є вирішальним. Величина тиску на ґрунт при завантаженні та вивантаженні може швидко змінюватись, що створює додаткові особливості роботи споруди та її основи. Під час експлуатації металевих ємностей є вірогідність виникнення відмови конструкції, в зв'язку з руйнуванням стінки. Основними причинами руйнування стінки спіраль-фальцевих силосів є: нещільне обтиснення фальцевого з'єднання, тріщини у фальцях, які виникають із-за недостатньої пластичності сталі, початковий прогин міжфальцевої зони, який може виникнути в процесі монтажу.

Експериментальні дослідження відіграють значну роль в дослідженні міцності та стійкості тонкостінних циліндричних оболонок. В процесі проведення експериментальних досліджень вивчалася якісна сторона втрати стійкості і критичної поведінки оболонок.

Для виявлення характеру роботи елемента стінки спіраль-фальцевого силосу на згин було проведено експериментальне дослідження. Мета дослідження – експериментально встановити зміну деформацій фальцевого з'єднання у процесі навантаження та визначити напружено-деформований стан стінки силосу на етапах згину. Експериментальний зразок представляє собою елементи стінки циліндричної ємності, взяті з натурального спіраль-фальцевого силосу. Характеристики зразку - марка сталі – DX51D+Z140, ширина – 150 мм механічні характеристики сталі: межа текучості сталі $\sigma_T = 251 \text{ МПа}$; межа міцності

$\sigma_B = 320 \text{ МПа}$, залишкове видовження після руйнування $\delta = 16\%$. Ширина зразка – 150 мм, довжина – 565 мм, товщина – 4 мм. Ширина зразка прийнята з умови надійного закріплення у випробувальній машині, довжина – з умови надійного закріплення, а також можливості виміряти прогини міжфальцевої зони стінки силосу та визначити величину та характер розкриття фальцевих ребер від згину. Кількість випробуваних зразків – 10 шт.

Загальний вигляд експериментального зразка у випробувальній машині зображено на рис. 1,а.



а)

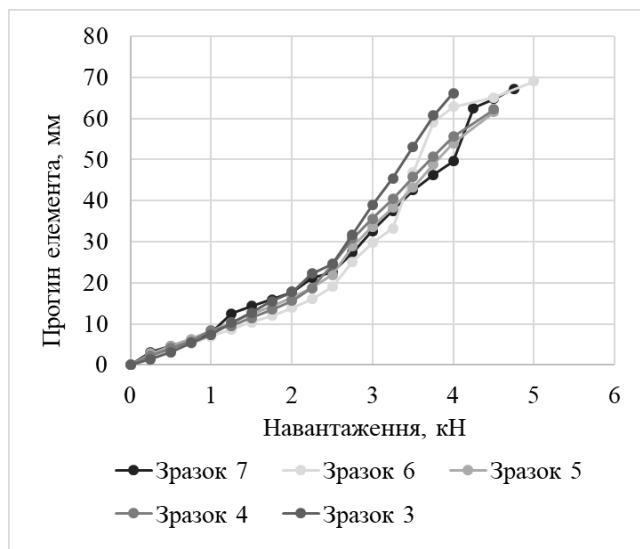


Рисунок 1 – Еспериментальне дослідження елементів стінки: а) загальний вигляд експериментального зразка у випробувальній машині; б) графік прогину елементів від навантаження

Для визначення величини розкриття фальцевого замка використовувалися індикатори годинникового типу з ціною ділення 0,01 мм. Для отримання експериментальних значень відносних деформацій стінки силосу, на експериментальні зразки були наклеєні 13 електричних тензорезисторів з базою 20 мм. Показання з тензорезисторів знімалися за допомогою автоматичного вимірювача деформацій АВД-4. Для вимірів прогину зразка на кожному ступені навантаження застосовувався прогиномір з ціною ділення 0,01 мм.

Етапи експерименту: закріплення зразка у випробувальній машині (рис. 1, а), ступеневе навантаження зразка, збір даних з індикаторів годинникового типу та фіксація деформацій тензорезисторів на кожному ступені навантаження.

Навантаження зразків виконувалося центральним згинаючим навантаженням, яке прикладалося в статичному режимі в межах від 0 кН до 5,5 кН. Для вимірювання залишкових деформацій, після кожного етапу навантаження конструкція розвантажувалася.

Результати експерименту показали високу міцність елементу стінки. Було відзначено, що елемент стінки працював пружно до навантаження 2,25 кН, що суттєво переважає експлуатаційне навантаження, зі збільшенням навантаження залишкові деформації переважають пружні (рис. 1, б)

Висновок: Проведено експериментальну перевірку роботи стінки спірально-фальцевого силосу. Виявлено характер взаємодії та деформування стінки з фальцевим з'єднанням. Оцінено ступінь розкриття фальців. Одержані дані щодо характеру роботи стінки та фальцевого з'єднання в граничному та позаграничному станах. Виконано порівняння експериментальних залежностей з розрахунком за методом скінченних елементів в програмному комплексі ЛІРА-САПР. Обґрунтовано висновок про надійну роботу стінки спірально-фальцевого силосу при експлуатаційних та підвищених навантаженнях.

Список літератури

1. S. Pichugin, K Oksenenko, Comparative analysis of design solutions of metal silos, Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering, 53 (2), 54-60 (2019). DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1890>.

УДК 624.012.45:539.415

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ПОХИЛИМИ ПЕРЕРІЗАМИ НА ОСНОВІ «ФЕРМОВОЇ АНАЛОГІЇ» ТА «ДИСКОВОЇ МОДЕЛІ»

Володимир Погрібний, к.т.н., с.н.с., докторант, v.v.pogrebnoy1960@gmail.com

Володимир Швайковський, аспірант

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Останнім часом нормативна методика розрахунку несучої здатності залізобетонних конструкцій за похилими перерізами в Україні зазнала кординальних змін, однак найбільш поширеними підходами у науковій спільноті при розв'язанні цього питання залишаються «фермова аналогія» та «дискова модель».

В Єврокодi 2 [1] та чинних нормах України [2] на основі «фермової аналогії» вплив бетону та вертикальної арматури на опір елементів при дії поперечної сили розглядається окремо. За розрахункове значення опору зсуву на інтервалі кутів θ нахилу умовного стиснутого елемента до поздовжньої осі конструкції в межах $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ ($45 \geq \theta \geq 21,80^\circ$) приймається менша із двох отриманих величин опору бетону й арматури.

Однак досліді засвідчують сумісну роботу бетону й арматури при дії поперечної сили, що враховується «дисковою моделлю», при цьому запропоновані нею розрахункові залежності базуються на емпіричному підході та не враховують висоту стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною й її клиноподібність.

Який із вказаних випадків руйнування реалізується, залежать від величини кута θ , класу міцності бетону на стиск, інтенсивності поперечного армування. Аналіз експериментальних даних підтверджує, що при кутах θ , які знаходяться в межах $30^\circ < \theta \leq 45^\circ$ можуть реалізуватися обидва випадки руйнування: зріз у межах похилої смуги та зріз стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною. Перший варіант можливий, якщо передбачене інтенсивне поперечне армування балки, котре стримує розвиток першої похилої тріщини, і ближче до опори виникає друга тріщина, котра довершує обрис похилої смуги, в межах якої відбувається руйнування шляхом зрізу. При цьому напруження в арматурі не досягають межі текучості і їх рівень визначається величиною деформації, яка дорівнює деформації навколишнього бетону. У разі відсутності інтенсивного поперечного армування спостерігається другий (більш традиційний для балкових елементів) тип руйнування: зріз стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною. За кутів $\theta \leq 30^\circ$ згинальний елемент також руйнується за похилою тріщиною при досягненні напруженнями в арматурі межі текучості.

Застосування загального теоретичного підходу до розв'язання задач визначення несучої здатності, який базується на варіаційному методі в теорії пластичності, дозволяє підрахувати величину опору зрізу та поперечне зусилля, що сприймає конструкція. Вплив поперечного армування, як і стиснутого бетону, визначає величина потужності пластичної деформації, за мінімальною сумою яких встановлюється поперечне зусилля.

Для більш точного визначення несучої здатності залізобетонних елементів у похилих перерізах пропонується врахувати роботу бетону й арматури та їх вплив на опір елементів як у межах стиснутої смуги так і за небезпечною похилою тріщиною.

В якості розрахункового елемента «фермової аналогії» приймається похила стиснута смуга, в межах якої реалізується зрізова форма руйнування.

Використовуються результати розв'язання варіаційним методом у теорії пластичності бетону задачі опору пластини (моделі смуги), на торцях якої прикладені рівномірно розподілені дотичні та нормальні поверхневі сили [3]. Особливість задачі полягає в тому, що зв'язок між дотичною τ та нормальною σ складовими рівнодійної навантаження

визначається із умови $\tau / \sigma = \tan \theta$, де θ – кут нахилу пластини до горизонталі (поздовжньої осі конструкції, представленої «фермовою аналогією»).

Вплив армування на опір стиснутої смуги враховується шляхом бокового обтіснення q_w , величина якого визначається відповідно до інтенсивності армування: $q_w = \rho_{sw} \varepsilon_s E_s \cot \theta$, де $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ за умови сумісності деформації бетону й арматури на поверхні руйнування пластинки при зрізі за цілим перерізом [4].

Розрахункова схема для залізобетонної смуги надана на рис. 1.

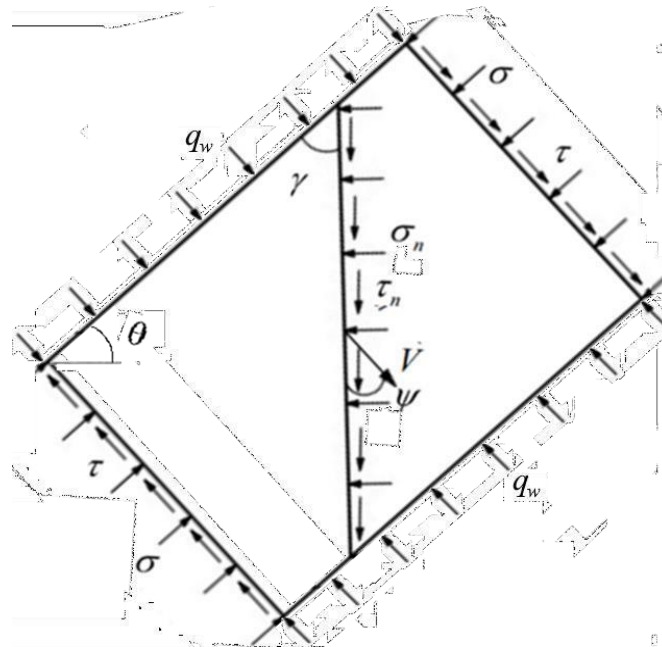


Рисунок 1 – Розрахункова схема похилої армованої (обтісненої) пластинки, завантаженої на торцях нормальною та дотичною поверхновими силами

Гранична величина нормальної поверхневої сили σ із врахуванням впливу дотичної поверхневої сили τ й армування (бокового обтіснення) визначається із рівняння:

$$\frac{\sigma}{f_c} = \left(\frac{\tan(\gamma + \psi')}{\tan \gamma'} - 1 \right) \sqrt{\frac{d}{m} \frac{1 + 4 \tan^2 \psi'}{\tan \psi'}} - \frac{1 + \tan(\gamma' + \psi') \tan \beta}{1 + k_\sigma} \quad (1)$$

де $k_\sigma = \frac{q_w \tan(\gamma' + \psi')}{f_c \tan \gamma'}$ – коефіцієнт, який враховує вплив бокового обтіснення

(армування), $\bar{d} = \sqrt{(1 - \chi + \chi^2)} / 3$, $\bar{m} = 1 - \chi$, $\chi = f_{ctd} / f_{cd}$, штрихами позначені параметри варіювання.

При використанні наведеної в нормах [2] розрахункової схеми, аналізу залежності для визначення опору зсуву стиснутого умовного елемента $V_{Rd,max}$ й отриманих результатів розрахунку опору пластини за (1) вираз для визначення $V_{Rd,max}$ при поперечному вертикальному армуванні пропонується записати у вигляді:

$$V_{Rd,max} = \frac{\varphi_w b_w z V_1 f_{cd}}{1 + \cot \theta} \quad (2)$$

де φ_w – коефіцієнт, який враховує вплив поперечного армування на величину опору похилої смуги та визначається за виразом:

$$\varphi_w = 1 + \Delta \varphi_w \cot \theta, \quad (3)$$

тут

$$\Delta \varphi_w = 5 \frac{E_s A_{sw}}{E_{cd} b_w s} \leq 0,35, \quad (4)$$

E_s, E_{cd} – розрахункові значення модуля пружності арматури та бетону відповідно; A_{sw} – площа поперечного перерізу арматури; b – ширина поперечного перерізу згинального елемента; s – крок поперечної арматури.

Для забезпечення несучої здатності конструкцій на ділянках біля опор за умови $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ також необхідно оцінювати опір на дію поперечної сили за похилою тріщиною.

Зусилля, котре сприймає стиснута зона над небезпечною похилою тріщиною при дії поперечної сили, визначається із використанням результатів розв’язання задачі опору бетонного клину із зрізаною вершиною варіаційним методом у теорії пластичності бетону [3].

Кінематична схема руйнування клину, горизонтальна грань якого співпадає з верхньою гранню стиснутої зони балки, а нижня визначається нахилом похилої тріщини на відповідній ділянці за довжиною конструкції, завантаженого за вертикальною гранню зусиллям стиску N_c та поперечним зусиллям V_c , представлена на рис. 2.

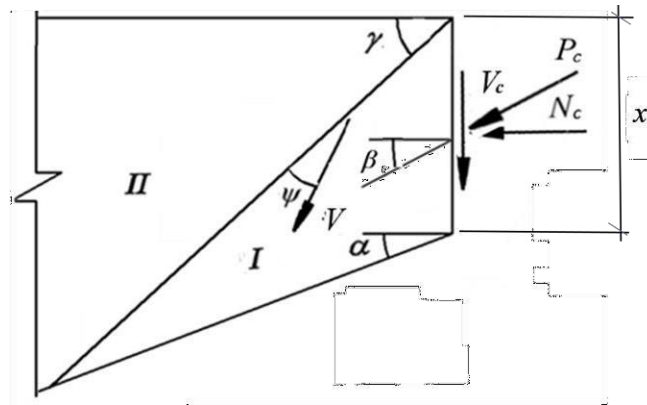


Рисунок 2 – Кінематична схема руйнування клиноподібної бетонної зони над небезпечною похилою тріщиною

Аналіз результатів експериментальних досліджень балкових залізобетонних елементів, які руйнуються від дії поперечної сили на ділянках біля опор, надав можливість представлення небезпечної похилої тріщини у вигляді ламаної з кутами нахилу до поздовжньої осі елемента у його верхній частині $\alpha \geq 30^\circ$, що зменшуються по мірі віддалення від опори.

Рівнодійна зусилля P_c , що сприймає клиноподібна стиснута зона, визначається із рівняння:

$$\frac{P_c}{f_c A_c} = \frac{\tan(\gamma' + \psi') - \tan \gamma'}{\tan \gamma' - \tan \alpha} \left(\frac{d \sqrt{1 + 4 \tan^2 \psi'}}{\tan \psi'} - m \right) \frac{\sqrt{1 + \tan^2 \beta}}{|1 + \tan(\gamma' + \psi') \tan \beta|}, \quad (5)$$

де A_c – площа зрізаної грані клину, тут b – ширина поперечного перерізу стиснутої зони, x – висота стиснутої зони.

Нормальна N_c та дотична V_c складові рівнодійної підраховуються за залежностями:

$$N_c = P_c / \sqrt{1 + \tan^2 \beta}, \quad (6)$$

$$V_c = P_c \tan \beta / \sqrt{1 + \tan^2 \beta}. \quad (7)$$

Для інженерного розрахунку величину поперечного зусилля, що сприймає бетон над небезпечною похилою тріщиною, пропонується визначати як:

$$V_c = \frac{0,16 \varphi_{cv} f_{ct} b z}{\cot^2 \theta}, \quad (8)$$

φ_{cv} – коефіцієнт, який приймається: $\varphi_{cv} = 1$ у разі $1 < \cot \theta \leq 2$; $\varphi_{cv} = 3 - \cot \theta$ при $2 < \cot \theta \leq 2,5$.

Несуча здатність балкових залізобетонних конструкцій прямокутного поперечного перерізу на дію поперечної сили за небезпечною похилою тріщиною визначається як сума поперечних зусиль, які сприймає бетон та вертикальна арматура:

$$V = V_c + V_s = \frac{0,16 \varphi f_{ctd} b_w z}{\cot^2 \theta} + f_{ywd} \frac{A_s}{s} z \cot \theta. \quad (9)$$

На основі аналізу області застосування «фермової аналогії» ($1 \leq \cot \theta \leq 2,5$) та «дискової моделі» ($1 \leq c/d \leq 3,33d = 3,7z$) для оцінювання несучої здатності залізобетонних конструкцій за похилими перерізами встановлена залежність між $\cot \theta$ та c/d .

Пропонується використовувати розрахункову схему, гармонізовану до «дискової моделі» (рис. 3), та визначати величину $\cot \theta$ при дії зосереджених сил в інтервалі $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ із рівняння:

$$\cot \theta = (c/z)^{0,7}. \quad (10)$$

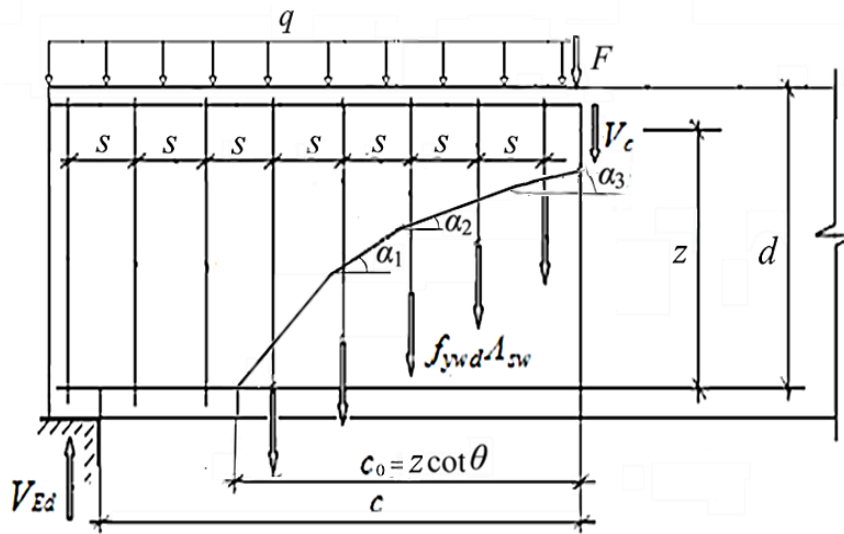


Рисунок 3– Розрахункова схема балкової конструкції за похилою тріщиною

При рівномірно розподіленому навантаженні $\cot \theta$ визначається із умови рівності несучої здатності за стиснутою смугою та над похилою тріщиною.

Випадок втрати несучої здатності балкової конструкції за похилим перерізом визначає мінімальне значення опору її елементів.

Список літератури

1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings: EN 1992-1-1, (Final Draft, December, 2004). – Brussels: CEN. – 2004. – 225 p.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 118 с.
3. Pohribnyi V. The ideal plasticity theory usage peculiarities to concrete and reinforced concrete / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, O. Maliovana // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – 7 (3.2). – Pp. 19–26.
4. Dovzhenko O. Improved calculation method of reinforced concrete elements strength on inclined sections / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Maliovana, L. Karabash // Зб. наук. пр. (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава, 2019. – Вип. 52'. – С. 75–81.

УДК 624.012.45:539.415

РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КОРОТКИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСОЛЕЙ

Володимир Погрібний, к.т.н., с.н.с., докторант,
v.v.pogrebnoy1960@gmail.com

Микола Мищенко, аспірант

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Традиційний варіант з'єднання збірних ригелів із колонами реалізований на коротких консолях, які є найвідповідальнішими конструктивними елементами у каркасах будівель (споруд). Руйнівне навантаження консолей залежить від їх ширини та робочої висоти, коефіцієнта поздовжнього і поперечного армування, міцності бетону при стисковій й відносного прольоту зрізу.

Аналіз результатів експериментальних досліджень [1] свідчить, що при відношенні відстані між площиною защемлення консолі та гранню ділянки навантаження до робочої висоти нормального перерізу консолі $a/d > 0,15$ (рис. 1), її несуча здатність визначається опором стиснутої похилої смуги, котра формується в такій послідовності: спочатку біля внутрішньої грані площадки навантаження виникає перша тріщина, у разі наявності поперечного армування, достатнього для запобігання її розвитку, з'являється друга тріщина паралельна першій, вона розповсюджується від зовнішньої грані площадки навантаження до нижнього кута консолі.

Складовими опором короткої залізобетонної консолі є зусилля в бетоні N_c і T_c , поперечній N_{sv} та поздовжній N_s арматурі.

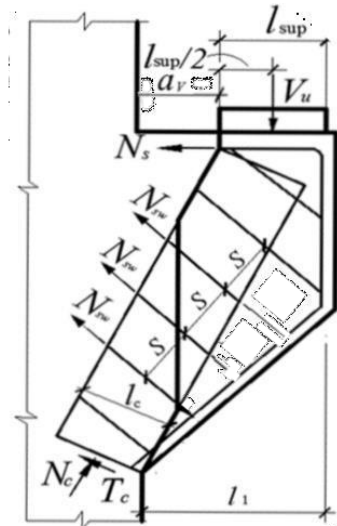


Рисунок 1 – Розрахункова схема залізобетонної консолі при зрізі в межах стиснутої похилої смуги

Для визначення несучої здатності коротких залізобетонних консолей у даному випадку можливо використати результати розв'язання задачі опору нахиленої стиснутої смуги варіаційним методом теорії пластичності бетону [2].

Особливості даної задачі у порівнянні із випадком руйнування похилої смуги як елемента фермової аналогії при розрахунках балкових елементів на дію поперечної сили полягають у тому, що кути нахилу похилої смуги до горизонталі знаходяться в межах $50^\circ \leq \theta \leq 80^\circ$ та врахований напрямок розташування арматури, котра перетинає смугу, шляхом бокового обтиснення з рівнем, якій відповідає інтенсивності армування консолі.

При цьому кут нахилу смуги та її ширину однозначно визначають розміри й розташування площадки прикладання навантаження на консоль.

Кінематична схема руйнування залізобетонної похилої смуги надана на рис. 2. Її верхня жорстка частина I відділена поверхнею руйнування, що проходить під кутом γ до напрямку дії поверхневих напружень σ , переміщується відносно нижньої частини II у напрямку вектору швидкості V . Слід зазначити, що на кінематичній схемі руйнування площина зрізу може змінювати своє положення за висотою смуги без зміни кута нахилу γ та величини опору.

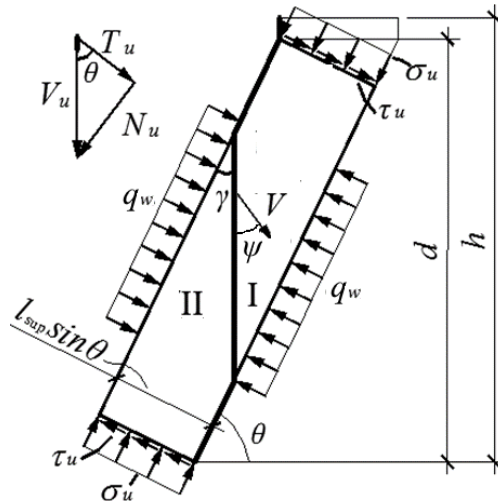


Рисунок 2 – Кінематична схема залізобетонної похилої смуги як елемента короткої консолі

Розрахунок несучої здатності залізобетонних коротких консолей пропонується виконувати за формулою (1), в основу якої покладені результати розв’язання задачі опору стиснутої похилої смуги.

Формулу (1) отримано після запису опорної реакції у якості функції $V_u = f(N_c, T_c, N_s, N_{sw})$:

$$V_u = \alpha_{c,s} f_{cd} b l_{sup} (1 + \alpha_{sw}), \quad (1)$$

де $\alpha_{c,s}$ – коефіцієнт, який враховує геометричні характеристики консолі, відношення модулів пружності арматури і бетону, вплив поздовжньої арматури; α_{sw} – коефіцієнт, який враховує вплив хомутив.

Коефіцієнт $\alpha_{c,s}$ визначається із рівняння:

$$\alpha_{c,s} = 1 - l_1 / d + t \rho_1 \sin \theta, \quad (2)$$

$$\text{де: } t = 1,5 \alpha d / l, \quad \text{тут } \alpha = E_s / E_c, \quad l = l_{sup} \sin \theta, \quad \rho = \frac{A_s}{bd}; \quad \sin \theta = \frac{d}{\sqrt{d^2 + l_1^2}}.$$

Виконане порівняння значень несучої здатності залізобетонних коротких консолей, які руйнуються в межах похилої смуги, визначених теоретично й отриманих експериментально вказує на їх наближеність: для $n = 17$: $\bar{X} = V^{calc} / V^{test} = 0,973$ коефіцієнтом варіації $v = 11,98\%$.

Список літератури

1. Kriz L.B. Connections in precast concrete structures – strength of corbels. / L.B. Kriz, C.H. Rath // Journal of the Prestressed Concrete Institute. – 1965. – Vol.10 (1). – Pp. 16–46.
2. Pohribnyi V. The ideal plasticity theory usage peculiarities to concrete and reinforced concrete / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, O. Maliovana // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – 7 (3.2). – Pp. 19–26.

УДК 692.484

КОМПОНОВКА ПРОМІЖНИХ ВУЗЛІВ ФЕРМ З ПРЯМОКУТНИХ ТРУБ

*Геннадій Портнов, к.т.н., доцент
budkom999@gmail.com*

*Віктор Дарієнко, к.т.н., доцент
Центральноукраїнський національний технічний університет*

У фермах покриттів будівель з легкими покрівлями широкого поширення набули ферми з прямокутних труб.

Розробка конструкції таких ферм виконується у 4 етапи.

1. Підбір перерізів елементів із розрахунку ферми за шарнірною схемою.
2. Прокреслення вузлів ферми для визначення ексцентриситетів з урахуванням конструктивних, і технологічних обмежень.
3. Упорядкування дійсної розрахункової схеми ферми з урахуванням отриманих ексцентриситетів.
4. Підбір перерізів елементів дійсної розрахункової схеми. з урахуванням наявності потрібних профілів.

В умовах обмеження номенклатури наявних профілів оптимальне рішення потребує розгляд можливих комбінацій елементів поясу і решітки з оцінюванням економічних показників конструкції.

Вивчення математичної моделі проміжного вузла ферми (рис. 1, 2) дозволяє значно скоротити трудомісткість представлених вище операцій.

Геометричні співвідношення параметрів елементів вузла в площині ферми показують ступінь наближення розрахункової схеми до оптимальної – шарнірної схеми їх сполучення.

Геометричні співвідношення параметрів елементів вузла із площини ферми характеризують стійкість стінок тонкостінних профілів (продавлювання) та зручність проведення зварювальних робіт.

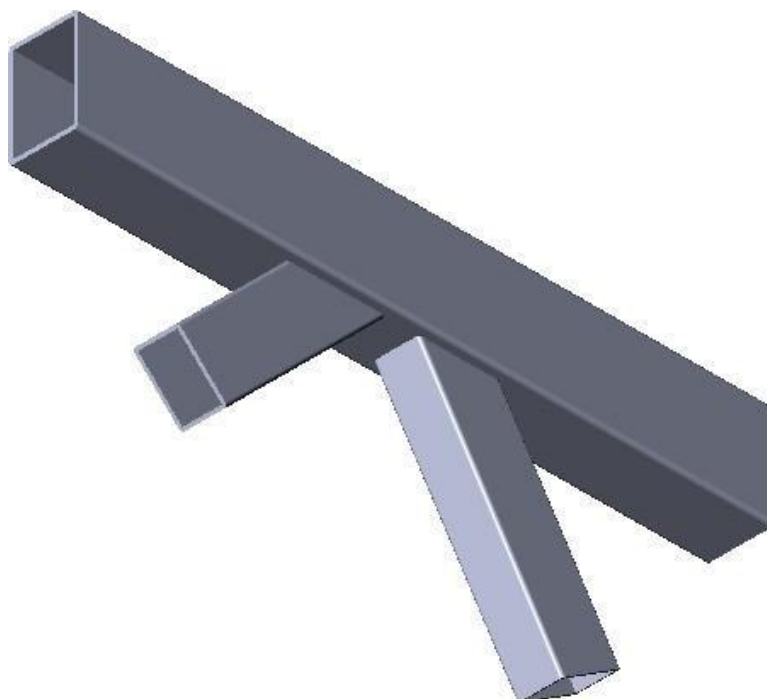


Рисунок 1 – Загальний вигляд проміжного вузла ферми

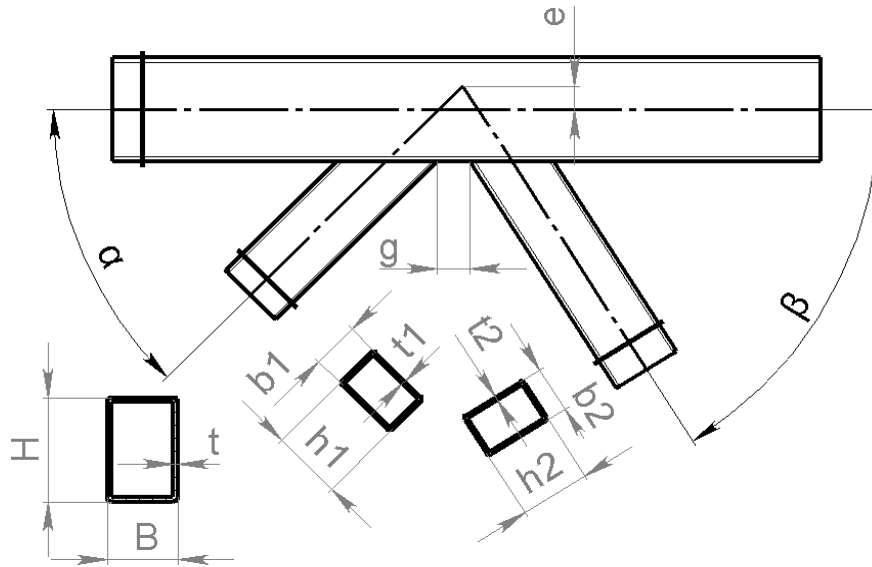


Рисунок 2 – Геометричні параметри проміжного вузла ферми

Модель складається з представлених у табл.1 компонентів геометричних побудов та пов'язаних з особливостями роботи тонкостінних конструкцій та технологічних обмежень.

Таблиця 1 – Компоненти математичної моделі

№	Компонент	Пояснення
1	$\frac{h1}{2\sin\alpha} + \frac{h2}{2\sin\beta} + g = \left(\left \frac{H}{2} + e \right \cdot \left(\left \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right \right) \right)$	Геометричні співвідношення
2	$\alpha \geq 30^\circ$ $\beta \geq 30^\circ$	Умова забезпечення щільності примикання розкоса
3	$b1 \leq B - 2(t1 + t2)$ $b2 \leq B - 2(t1 + t2)$	Зручність накладання зварних швів
4	$b1 \geq 0,6B$ $b2 \geq 0,6B$	Запобігання продавлюванню
5	$g \geq 20\text{мм}$	Зручність накладання зварних швів
6	$e \leq 0,25H$	Шарнірна схема сполучення розкосів з поясом

Крім того, для поясів відношення висоти стінки до її товщини має бути не більше 35 по горизонтальним граням і 45 – по боковим, для решітки – не більше 60. Товщина стінки не менш 3мм.

Дослідження математичної моделі відносно функції $\sum_{\max} \psi = (\alpha + \beta)$ дає можливість підбрати поєднання профілів згідно з потрібними параметрами (генеральними розмірами, довжиною панелі) ферми.

В таблиці 2 (фрагмент) представлені такі поєднання елементів ферм із гнutoзварних профілів згідно ДСТУ Б В.2.6-74:2008, для найбільш поширених конструкцій з однаковими профілями трикутної решітки які відповідають вимогам табл.1 ($g = 20\text{мм}; e = 0,25H$).

Таблиця 2 – Значення $\sum \psi = (\alpha + \beta)_{\text{max}}$ для допустимих поєднань розкосів з поясом

		Розкоси, $hxb, \text{мм}$								
		40x40	60x40	50x50	70x50	40x60	60x60	80x60	90x60	100x60
Пояс, $HxV, \text{мм}$	40x60	65	-	-	-	-	-	-	-	-
	60x60	105	75	-	-	-	-	-	-	-
	80x60	120	103	-	-	-	-	-	-	-
	90x60	129	111	-	-	-	-	-	-	-
	100x60	134	118	-	-	-	-	-	-	-
	50x70	-	-	103	-	-	-	-	-	-
	70x70	-	-	103	77	-	-	-	-	-
	60x80	-	-	89	-	105	75	-	-	-
	80x80	-	-	112	92	123	103	80	-	-
	120x80	-	-	140	122	142	129	115	108	101
	200x80	-	-	155	146	160	151	142	138	134

Застосування розглянутої математичної моделі проміжного вузла ферми сприяє подальшій автоматизації конструювання ферм з прямокутних труб.

Список літератури

1. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М. Металеві конструкції. Підручник. Львів: Світ. 1994. 280 с.

АКТУАЛЬНІ ПИТАННЯ РОЗВИТКУ АВТОМОБІЛЬНОГО ТРАНСПОРТУ У СВІТІ

Олег Почужевський канд. техн. наук, доцент, *Pochuzhevskiy@knu.edu.ua*
Криворізький національний університет

Радкєвіч Марія д-р техн. наук, професор, *maria7878@mail.ru*

Абдукадірова Малохат канд. техн. наук, доцент
Ташкентський інститут інженерів іригації та механізації сільського господарства, Узбекистан

Гапіров Абдусамін канд. техн. наук, доцент
Ташкентський державний транспортний університет

Автомобільний транспорт має велике значення у нашому повсякденному житті, оскільки дозволяє нам швидко та зручно переміщуватися з місця на місце. Але, разом із розвитком автомобільного транспорту, з'явилися ряд проблем, які необхідно вирішувати для досягнення сталого та ефективного розвитку.

Першим питанням є екологічна безпека. Автомобільний транспорт є одним з головних джерел забруднення повітря та викиду шкідливих речовин у атмосферу. У зв'язку з цим, країни всього світу стали активно розвивати та впроваджувати екологічно чисті технології у виробництві автомобілів. Зокрема, виникла тенденція до створення електромобілів, які працюють на акумуляторній батареї, що не викидає шкідливих речовин у атмосферу. Крім того, країни почали активно впроваджувати різні механізми стимулювання популяризації електромобілів, такі як зменшення податків на електромобілі та заборона в'їзду до центральних зон міст для автомобілів з двигунами внутрішнього згорання.

Другим питанням є безпека на дорозі. Несприятливі умови на дорогах, відсутність дорожньої інфраструктури та неухважність водіїв призводять до значної кількості ДТП. З метою покращення безпеки на дорогах, країни всього світу почали впроваджувати різноманітні заходи та програми, спрямовані на зменшення кількості ДТП. Одним з найважливіших елементів є розвиток системи автономного управління автомобілями, що забезпечує безпечнішу та ефективнішу дорожню рух. Такі системи дозволяють автомобілям самостійно реагувати на дорожні обставини та уникати аварій. Крім того, розвиток інформаційно-комунікаційних технологій дає можливість водіям отримувати актуальну інформацію про дорожні умови, що сприяє зменшенню кількості ДТП.

Третім питанням є зменшення залежності від нафтопродуктів. Нафтопродукти є основним джерелом енергії для автомобілів з двигунами внутрішнього згорання. Однак, залежність від нафти має низку негативних наслідків, таких як забруднення навколишнього середовища та економічні втрати у випадку коливання цін на нафтопродукти. Тому багато країн стали активно розвивати та впроваджувати альтернативні джерела енергії для автомобілів, такі як електричні та гібридні двигуни. Крім того, деякі країни забороняють в'їзд до центральних зон міст для автомобілів з двигунами внутрішнього згорання, що стимулює використання більш екологічних транспортних засобів.

Узагалі, розвиток автомобільного транспорту потребує комплексного підходу до розв'язання різних проблем.

Щоб забезпечити більш сталий та ефективний розвиток, необхідно вирішувати різноманітні проблеми, які стикаються автомобілісти та громадськість. Наприклад, екологічна безпека відіграє важливу роль в управлінні викидами шкідливих речовин у повітря, що має негативний вплив на здоров'я людей та довкілля. Для розв'язання цієї проблеми необхідно розробляти та впроваджувати нові технології, які дозволяють зменшити кількість викидів в атмосферу.

Крім того, безпека на дорозі є іншою важливою проблемою, яку необхідно вирішувати. Це включає в себе розробку та впровадження нових систем безпеки, які допоможуть зменшити кількість аварій та травм, пов'язаних з автомобільним транспортом. Також важливо забезпечити доступність безпечних автомобілів для різних соціальних груп,

зокрема людей з обмеженими можливостями, що потребують спеціальної техніки для пересування.

Ще одним важливим питанням є розвиток інфраструктури для електромобілів. Хоча розвиток електромобілів має великий потенціал для зменшення залежності від нафтопродуктів та зменшення викидів шкідливих речовин, існує необхідність у створенні інфраструктури для зарядки електромобілів. Багато країн вже почали розвивати мережу зарядних станцій для електромобілів, але ще потрібно багато зробити для того, щоб зробити електромобілі більш доступними та зручними для водіїв.

Крім того, розвиток автомобільного транспорту потребує уваги до міської транспортної інфраструктури. Розвиток міських транспортних систем може сприяти зменшенню кількості приватних автомобілів на дорогах та покращенню екологічної ситуації в містах. Ефективна міська транспортна інфраструктура, яка включає в себе мережу громадського транспорту, велосипедні доріжки та пішохідні зони, може стати важливим кроком у розвитку сталого міського транспорту.

Також необхідно звернути увагу на питання соціальної відповідальності автомобільних виробників. У світі дедалі більше виробників включають у свої стратегії розвитку зменшення викидів шкідливих речовин та зниження впливу на навколишнє середовище. Крім того, важливо забезпечити безпечні та сучасні автомобілі для споживачів з різних соціальних груп.

Одним із підходів до забезпечення соціальної відповідальності автомобільних виробників є розвиток екологічної технології та виробництва екологічно чистих автомобілів. Виробники збільшують обсяг виробництва гібридних та електричних автомобілів та роблять їх доступнішими для споживачів. Великі автомобільні компанії також працюють над зменшенням викидів шкідливих речовин та покращенням паливної економічності своїх автомобілів.

Окрім того, дуже важливо враховувати питання безпеки та доступності автомобілів для різних соціальних груп споживачів. Автомобільні виробники повинні враховувати потреби різних груп споживачів, включаючи людей з фізичними обмеженнями, та забезпечувати виробництво автомобілів, які відповідають їхнім потребам та можливостям. Це може включати розробку спеціальних технологій та систем, які полегшують використання автомобілів людьми з різними видами обмежень, а також зменшення бар'єрів до доступу до автомобілів для соціально вразливих груп населення.

Не менш важливим питанням сьогодення є поява та широке використання штучного інтелекту. Штучний інтелект (ШІ) може відігравати важливу роль у розвитку автомобільного транспорту. ШІ може допомогти вирішувати складні завдання, пов'язані з автомобільним транспортом, такі як прогнозування трафіку, розпізнавання дорожніх знаків та визначення оптимальних маршрутів.

Одним з найважливіших застосувань ШІ в автомобільному транспорті є автономні автомобілі. ШІ дозволяє автомобілю самостійно приймати рішення на основі відповідних даних та здійснювати безпечну їзду без участі водія. Такі автомобілі можуть бути особливо корисними в тих випадках, коли водії не можуть вести машину через здоров'я або вік.

Іншим застосуванням ШІ в автомобільному транспорті є системи моніторингу транспорту та його обслуговування. Системи моніторингу можуть забезпечувати статистику про рух транспорту та прогнозувати трафік, що допоможе зменшити час очікування на дорозі та знизити загальний рівень заторів. Системи обслуговування можуть допомогти здійснювати попередній аналіз технічного стану автомобілів та забезпечувати підтримку автомобілів у режимі реального часу.

У більш широкому контексті, ШІ може допомогти зробити автомобільний транспорт більш сталим та екологічним. Наприклад, ШІ може допомогти зменшити енергоспоживання автомобілів та забезпечити краще використання палива. Також ШІ може бути корисним для розробки нових матеріалів та технологій, що дозволять створювати автомобілі з меншою вагою та більшою міцністю, що знизить споживання палива та підвищить безпеку на дорозі. Додатково, ШІ може допомогти покращити системи управління транспортним потоком, що

зменшити затори на дорогах та скоротити час пересування, знижуючи при цьому рівень викидів шкідливих речовин в атмосферу. Не менш важливо, що ІІІ може допомогти вирішувати питання безпеки на дорозі, створюючи системи автоматичного гальмування, уникання зіткнень та інші технології, що допоможуть запобігати аваріям. В цілому, використання ІІІ може бути важливим кроком в розвитку більш сталого, безпечного та екологічного автомобільного транспорту.

Узагалі, розвиток автомобільного транспорту є важливою складовою сучасного світу. Однак, для досягнення більш сталого та ефективного розвитку автомобільного транспорту необхідно вирішувати низку проблем, таких як екологічна безпека, безпека на дорозі, зменшення залежності від нафтопродуктів, розвиток інфраструктури для електромобілів та соціальна відповідальність автомобільних виробників і т.д. Однак тільки комплексний підхід до цих проблем може допомогти забезпечити стале та ефективне функціонування автомобільного транспорту у світі.

Список літератури

1. Грищенко А.В., Клішевич М.Ю., Самара О.М. та ін. "Транспортні системи в умовах глобалізації економіки". К.: Національний авіаційний університет, 2014. - 368 с. - ISBN 978-966-491-141-2.
2. Грищенко І.В., Діденко Л.М., Ігнатенко О.В. та ін. "Екологічні проблеми автомобільного транспорту". К.: Техніка, 2009. - 256 с. - ISBN 978-966-945-153-7.
3. Луценко І.В., Жуков О.А., Кузьменко О.М. та ін. "Розвиток автомобільного транспорту: проблеми та перспективи". К.: Автодорога, 2015. - 252 с. - ISBN 978-966-945-283-1.
4. Сіренко І.О., Корнієнко М.В., Широкова О.В. та ін. "Модернізація транспортної інфраструктури: досвід країн Європейського Союзу". К.: Видавничий дім "Слово", 2018. - 336 с. - ISBN 978-617-7508-14-7.
5. Степанов І.В., Муляр С.В., Хохлов О.О. та ін. "Розвиток транспортної інфраструктури в Україні". К.: Книжковий світ, 2017. - 240 с. - ISBN 978-966-03-7757-7.
6. Троценко О.В., Чернишова Н.В., Дмитренко О.В. та ін. "Економіка транспортного комплексу: теорія та практика". К.: Аграр Медіа Груп, 2020. - 360 с. - ISBN 978-966-2217-54-3.
7. Швед О.В., Швед С.В., Чернишева О.В. та ін. "Автомобільний транспорт України: стан та перспективи розвитку". К.: НТУУ "КПІ", 2016. - 324 с. - ISBN 978-617-7192-14-5

НЕЛІНІЙНА РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Станіслав Роговий, професор, доктор технічних наук, sirogov555@gmail.com

Наталія Срібняк, доцент, кандидат технічних наук,

Людмила Циганенко, доцент, кандидат технічних наук,
Сумський національний аграрний університет

Геннадій Циганенко старший викладач
Сумський національний аграрний університет

Сергій Галушка старший викладач

Сумський національний аграрний університет

Історично, на ранніх стадіях розвитку теорій залізобетону, одним з перших був сформульований і використовувався метод розрахунку конструкцій за допустимим напруженнями. Основною передумовою цього методу розглядалася пружна (лінійна) залежність деформації бетону й арматури при вантаженні. Слід зазначити, що надалі така передумова була однією з найбільш суттєвих проблем цієї моделі розрахунку, оскільки вона значною мірою не відповідала реальній, достовірно отримуваний в різних експериментах, картині напружено-деформованого стану таких складових матеріалів (бетону і арматури), що спільно деформуються. Порівняння розрахунків за допустимим напруженнями із використанням передумов про лінійну деформацію матеріалів з результатами числових експериментів показували, що визначена у такий спосіб напруження в бетоні та арматурі не відповідала реально діючій.

У міру накопичення нових відомостей про бетон і залізобетон норми розрахунку і проектування таких конструкцій періодично уточнюються й доповнюються, а також піддаються корінній переробці. Більш глибокі дослідження в цьому напрямі окреслюють нові завдання в області створення моделі розрахунку бетонних і армованих конструкцій. Дуже гострими такі завдання стають у зв'язку з новими технологіями виробництва і впровадженням будівельних матеріалів підвищеної міцності, зміною їх деформативних властивостей, використанням нетрадиційних видів арматури і т. п.

З позицій сьогодення особливо актуальними є експериментально-теоретичні дослідження властивостей залізобетону з урахуванням впливу різних фізичних, технологічних силових і інших чинників. Результати таких досліджень дозволяють радикально вирішувати проблеми створення загальної теорії силової деформації і розрахунку міцності різних конструктивних елементів, отримувати достовірну інформацію про реальні картини їх напружено-деформованого стану на різних стадіях їх вантаження і експлуатації. Це, у свою чергу, дає можливість удосконалювати методи прогнозування, розрахунку і проектування будівельних конструкцій. Найбільш актуальною і визнаною значною частиною вчених в області досліджень бетону і залізобетону на сучасному етапі розвитку цієї науки є деформаційно-силова модель розрахунку. Така модель надає можливість максимально відмовлятися від емпіричних залежностей, дозволяє об'єктивно моделювати напружено-деформований стан різних елементів, що, зрештою, сприяє можливості розраховувати і проектувати конструкції більш надійнішими і економічними.

У деяких наукових джерелах, висловлюється думка про неможливість отримати точну модель цієї діаграми. Слід зауважити, що таке припущення не цілком коректне, оскільки воно суперечить обґрунтуванню можливості реалізації деформаційних розрахункових моделей, які використовуються в різних національних і міжнародних нормах розрахунку залізобетону. Однією з причин вказаного припущення про неможливість отримувати такі стабільні діаграми являється те, що має місце значна неузгодженість експериментальних діаграм, отриманих різними авторами. Проте ця неузгодженість цілком з'ясовна наявністю багатьох чинників, які впливають на такі діаграми, а єдиної методології їх

експериментального дослідження не існує, як не існує і чітко певних стандартів на випробування деформативності бетону.

Усунути відмічені різночитання висхідних гілок експериментальних діаграм можна посиленням і дотриманням обґрунтованих загальноприйнятих стандартів на випробування міцності і деформативності бетонних зразків.

Що стосується досліджень і аналізу впливу швидкості деформації на характер даних діаграм, необхідно уточнювати наступне. При штучному регулюванні і підтримці такої швидкості на деякому постійному рівні, спостерігається нібито істотний її вплив на вигляд низхідної гілки діаграми. Проте, слід вважати, що вплив швидкості деформації не є вирішальним чинником при моделюванні низхідної гілки діаграми. Про це свідчать наступний аналіз і передумови.

По-перше: твердження про яку-небудь постійну швидкість деформації – поняття умовне. Практично в усіх випадках, коли йдеться про постійну швидкість, можна мати на увазі лише її деяке приблизно усереднене значення, яке на різних ділянках досліджуваного проміжку часу має, як правило, істотні відхилення від згаданого середнього значення у будь-яку сторону – уповільнення або прискорення. Виходячи з цього слід вважати, що підтримувати швидкість деформації постійною на різних проміжках часу випробувань, вимірюваних хвилинами, годинником, днями або місяцями, як це намагаються представити в різних експериментах – досить проблематично і умовно. Таким чином, слід вважати, що твердження про постійність швидкості деформації і її стабілізуючий вплив на деформацію в експериментах не цілком обґрунтовано.

По-друге: швидкість деформації, особливо при дослідженнях низхідної гілки діаграми, повинна розглядатися як засіб, що дозволяє уповільнювати процес руйнування і виступати в ролі своєрідного масштабного чинника при побудові діаграм. Отже, ця швидкість може дозволяти в експериментах фіксувати різні рівні закритичного деформування і рівні спадаючої напруги бетону, що їм відповідають. Проте така швидкість не може достовірно свідчити про отримання стабільної низхідної частини діаграми і можливості використання її для моделювання низхідної гілки.

По-третє: швидкість деформації в дослідженнях повних діаграм деформування бетону $\sigma_b - \varepsilon_b$ при різних способах вантаження має бути затухаючою. Тільки при дотриманні такої обов'язкової умови можна вважати, що при зафіксованих рівнях вантаження граничний стан бетонних або армованих зразків не настав і лише у такий спосіб можливе отримання стабільної низхідної частини діаграми $\sigma_b - \varepsilon_b$, яка може використовуватися як інструмент реалізації деформаційно-силової розрахункової моделі.

Підтвердженням викладених вище передумов може служити наступний аналіз спільної силової деформації армованого зразка бетону, яка може відбуватися в наступній послідовності:

– в початковий момент завантаження, коли напруга бетону σ_b не перевищує його граничного опору σ_{bR} , а напруга в арматурі менша її межі плинності σ_{su} (умовної або фізичної), можливе подальше збільшення навантаження і спільна стійка деформація армованого зразка;

– потім, при подальшому збільшенні навантаження до рівня деформацій бетону $\varepsilon_b = \varepsilon_{bR}$, його напруга може досягати граничних значень $\sigma_b = \sigma_{bR}$ і після цього починають знижуватися. Це викликано тим, що у бетоні при пластичній деформації відбувається перерозподіл релаксуючої напруги з бетону на арматуру. При цьому можливе подальше збільшення вантаження елемента, при якому відбувається зростання напруги в арматурі при нарузі, що знижується, у бетоні;

– подальше збільшенні навантаження і спільна робота бетону і арматури може тривати до тих пір, поки інтенсивність зростання зусилля сприйманого арматурою перевищуватиме інтенсивність зниження зусилля, що сприймається релаксуючим бетоном. В межах такого перевищення, межу якого позначимо граничною деформацією армованого бетону в граничному стані $\varepsilon_{bu} > \varepsilon_{bR}$, може тривати стійка (затухаюче) деформація на ділянці низхідної гілки діаграми $\sigma_b - \varepsilon_b$;

– подальше довантаження, після досягненню деформацій бетону $\epsilon_b \geq \epsilon_{bu}$, сприятиме нестійкій деформації з подальшим руйнуванням.

Розглянутий характер силового деформування армованого бетону може використовуватися як основа напряму вдосконалення методології експериментальних досліджень повних діаграм стани бетону, в яких низхідна гілка проявляється в умовах стійкої (затухаючої) деформації без примусового (у автоматичному режимі) регулювання швидкості такої деформації.

Вдосконалення деформаційно-силової розрахункової моделі. Критичний аналіз і дані результатів досліджень обґрунтовують необхідність уточнення окремих положень різних існуючих норм, де застосовується деформаційна розрахункова модель. Зокрема – підлягає суттєвому уточненню відома, й часто використовувана передумова про синхронне досягнення максимальних зусиль в бетоні й арматурі стисненого елемента, а також у стиснених елементах конструкцій підсилення. Насправді ця передумова реалізується далеко не в усіх випадках. Отже, необхідно застосовувати диференційовану оцінку згаданих зусиль, де враховувалася б можливість несинхронного досягнення їх граничних значень у різних елементах, таких, що включає переріз. Для більшості випадків у процесі спільного силового деформування стиснутого армованого або підсиленого елемента в першу чергу досягається максимальне зусилля в стисненому бетоні перерізу, досягаючи його критичної деформації. Потім це зусилля починає знижуватися, оскільки подальша його деформація відбувається за законом низхідної гілки діаграми $\sigma_b - \epsilon_b$. І тільки при можливості подальшого довантаження досягається критичне зусилля в стиснутій арматурі, а також синхронно стиснених елементах підсилення.

Така послідовність змін характеру напружено-деформованого стану обґрунтовує необхідність урахування можливого зниження міцності бетону армованого елемента в граничному стані, а також оцінки залежності розрахункового опору стисненої арматури з урахуванням закритичних деформацій армованого бетону ϵ_{bu} для такого стану. Рішення зазначених проблем за диференційованою оцінкою розрахункової напруги бетону і арматури реалізується за допомогою деформаційно-силової моделі розрахунку. Ця модель, маючи в розпорядженні повні трансформовані діаграми стану матеріалів, де визначені всі її характерні точки, може достовірно оцінювати характеристики міцності різних складових перерізу – бетону і арматури, для відповідних граничних рівнів їх деформації.

Однією з важливих задач моделювання низхідної гілки трансформованої діаграми $\sigma_b - \epsilon_b$ являються питання нормування і обмеження значень закритичних деформацій бетону ϵ_{bu} , передуючих початку його руйнування. Таке руйнування може бути пов'язане з негативним впливом можливих деструктивних перетворень бетону при його деформаціях у закритичній області діаграми. Це обмеження повинне регламентуватися дотриманням обов'язкової умови $\epsilon_{bu} \leq \epsilon_{b,lim}$, де $\epsilon_{b,lim}$ – гранично допустимі деформації бетону, перевищення яких спричиняє неприпустимі його мікро- і макро- деструктивні перетворення. Після цього бетон перестане задовольняти необхідним експлуатаційним якостям, таким як водо поглинання, пов'язана з ним морозостійкість, захисні антикорозійні властивості й тому подібне.

Існують також проблеми реалізації розрахункових рівнянь рівноваги із залученням повних трансформованих діаграм стану і використанням фізично обґрунтованих гіпотез і передумов. Мається на увазі те, що в існуючих деформаційних моделях розрахунку прийнятих в різних нормах, фактично не передбачається використання трансформованих діаграм стану бетону, а приймаються залежності $\sigma_b - \epsilon_b$ з жорстко фіксованими параметричними точками. Такий підхід не дозволяє повною мірою враховувати вплив на параметричні точки трансформованих діаграм різних силових чинників, кількісних і якісних характеристик матеріалів. Мається на увазі характер силових дій, геометричні розміри і форма перерізу, коефіцієнти армування, характеристики міцності й деформативні і тому подібне. Це, у свою чергу, не сприяє урахуванню реальних особливостей силової деформації бетону на різних рівнях завантаження, включаючи і граничний. Аналізуючи питання моделювання діаграм стану бетону необхідно відмітити, що існують різні пропозиції по

апроксимації залежності $\sigma_b - \varepsilon_b$, що використовуються в різних деформаційних моделях розрахунку. У деяких нормах така залежність повної діаграми прийнята відповідно у вигляді монотонної функції, що визначається міцністю бетону. Розглядаються й інші, спрощені залежності: трилінійна, або дволінійна. Що стосується двох останніх функцій, подібних до діаграми Прандтля, то вони не відповідають фізичній суті силового деформування бетону в умовах низхідної гілки діаграми. Недоліком названої монотонної функції є складність її коригування в різних параметричних (характерних) точках із урахуванням граничних умов.

Закритична деформація бетону в граничному стані ε_{bu} може знаходитись наступним способом. Задаючи аналітичні вирази функції напруги бетону $\sigma_b = f(\varepsilon_b)$ відповідно до повної діаграми стану $\sigma_b - \varepsilon_b$, розглядаються відповідні рівняння рівноваги. Значення деформацій ε_{bu} , що відповідають граничному стану перерізу, знаходяться з таких рівнянь після їх диференціюванні та визначенні екстремального значення функції несучої здатності сили $N(\varepsilon_{bu})$ або моменту $M(\varepsilon_{bu})$. Деформації ε_b , визначені з рівняння $dN(M)/d\varepsilon_b = 0$, відповідатимуть закритичним деформаціям бетону в граничному стані ε_{bu} . Такі значення, фіксуючи на діаграмі $\sigma_b - \varepsilon_b$ граничний стан елемента, обмежуватимуть кінець цієї кривої при її трансформації для заданого перерізу, що розглядається при рішенні різних інженерних задач. Важливим питанням в теорії залізобетону є також дослідження гранично допустимих деформацій бетону $\varepsilon_{b,lim}$, які, до речі зауважити, в деяких випадках без належного обґрунтування не відрізняють від закритичних деформацій бетону в граничному стані ε_{bu} . Таким чином слід вважати, що існує потреба в нормуванні деформацій $\varepsilon_{b,lim}$ для того, щоб у розрахунках реальних конструкцій не допускати перевищення $\varepsilon_{bu} \geq \varepsilon_{b,lim}$.

Висновки. Однією з найбільш суттєвих проблем лінійних методів розрахунку було те, що вони значною мірою не відповідали реально отримуваним в експериментах, картинам напружено-деформованого стану, що сприяло недостатній надійності і економічності конструкцій при їх розрахунках і проектуванні, а також необхідності подальшого вдосконалення таких моделей розрахунку.

Актуальною і визнаною значною частиною вчених в області досліджень бетону і залізобетону на сучасному етапі розвитку цієї науки є деформаційно-силова модель розрахунку. Вона надає можливість відмовлятися від ряду емпіричних залежностей, дозволяє об'єктивно моделювати напружено-деформований стан різних елементів, що зрештою, сприяє можливості розрахунку і проектуванню конструкцій більш надійними і економічними.

Розглядаючи існуючі аспекти вдосконалення і розвитку нелінійної деформаційно-силової моделі розрахунку встановлено, що вона є найбільш загальною, точною і перспективною порівняно з іншими раніше розробленими методами розрахунку. Використання таких нелінійних методів дозволяє відмовитися від деяких раніше використовуваних параметрів, що не відображають фізичної суті роботи бетонних і залізобетонних елементів.

Повні діаграми деформування різних матеріалів надають можливість визначати ряд параметричних точок і на їх основі моделювати різні форми трансформованих діаграм бетонних, армованих і різних інших складових елементів будівельних конструкцій з урахуванням впливу ряду чинників, що виявлені в експериментах і не відображаються в раніше відомих розрахункових деформаційних моделях.

Однією з важливих на сьогодні проблем із створення та реалізації сучасної нелінійної деформаційно-силової моделі розрахунку аргументується необхідність вирішення такої задачі, як необхідності нормування і вдосконалення експериментальних способів отримання повних діаграм деформування бетону та інших матеріалів (арматури, елементів посилення та ін.), що спільно деформуються з ним.

УДК 624.078.412

РАЦІОНАЛЬНІ НЕСУЧІ КОНСТРУКЦІЇ ПІДСИЛЕННЯ ВЕНТИЛЬОВАНИХ ФАСАДІВ

**Олександр Семко, д.т.н., професор, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії,
Юрій Авраменко, к.т.н., доцент, доцент кафедри будівництва та цивільної інженерії
Ігор Петрікей, аспірант кафедри будівництва та цивільної інженерії,
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»**

Вентильовані фасади будівель стають з кожним роком дедалі популярнішими. Успішність системи обґрунтована високими вимогами до зовнішнього оздоблення споруд, які пред'являють нормативні документи. Фасадом потрібно вирішити багато функціональних та естетичних завдань по об'єкту.

Несучим скелетом будь-якого навісного вентильованого фасаду (НВФ) є підсистема (підконструкція), що передає навантаження від ваги облицювання на стіну будівлі. Головне її завдання – надійно утримувати облицювання протягом десятків років, незважаючи на кліматичні фактори, забруднення навколишнього середовища, усадку будівлі та навіть форс-мажорні ситуації – техногенні аварії, пожежі, землетруси. З таким завданням здатна впоратися лише грамотно розрахована підсистема, побудована на основі якісних та перевірених елементів. Зазвичай виготовлення деталей підсистеми використовуються три матеріалу – оцинкована сталь, алюміній і нержавіюча сталь, частка яких ринку оцінюється відповідно як 50/40/10%. Міцні властивості цих матеріалів значно різняться (див. таблицю).

Матеріал	Опір розриву, кг/мм ²
Алюміній	31
Сталь	40-49
Сталь нержавіюча	55

Кронштейни та напрямні з алюмінієвих сплавів легкі, проте, як впливає з таблиці, щоб вони мали таку ж несучу здатність, як і сталеві, площа їх поперечного перерізу повинна бути більшою. І тут ми впритул підходимо до одного з ключових питань ефективності НВФ – питання теплоізоляції та однорідності теплотехнічних характеристик фасаду. Кронштейни утворюють містки холоду між стіною будівлі та облицюванням фасаду. А оскільки кронштейнів дуже багато, то навіть незначне збільшення площі їхнього поперечного перерізу здатне суттєво погіршити теплотехнічні характеристики всієї системи. А якщо згадати, що теплопровідність алюмінію в 5 із лишком разів вище, ніж у сталі, то висновок напрашується сам собою.

Якою б надійною та якісною не була підсистема, вона лише передає навантаження з навісного фасаду на несучу стіну будівлі. Тому питання надійності кріплення кронштейнів до стін та їх раціональне розміщення є не менш важливим, ніж забезпечення несучої здатності самих конструкцій підсистем вентильованих фасадів.

Отже є необхідність в розрахунку та оптимізації конструкцій підсистеми для вентильованих фасадів.

Як видно, розрахунок за EN ґрунтується на емпірично отриманих залежностях методу ефективних ширин, є доволі складним та потребує великих витрат часу. В той же час, спрощені методики аналітичного визначення несучої здатності перерізів ЛСТ профілів при проектуванні за EN та без використання програмних комплексів на сьогодні відсутні. Тому постає проблема знаходження більш простої методики розрахунку, що дозволяла би з достатньою точністю визначати несучу здатність перерізів та поєднання їх у системах вентильованих фасадів з холодноформованих профілів.

Для експериментально-теоретичного дослідження нами запропонована система, що зображена на рисунку 1.



Рисунок 1 – Загальний вигляд системи вентиляваного фасаду

Список літератури

1. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінбуд. України, 2021. – 73 с.
2. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. К. : Мінрегіонбуд України, 2014. – 199 с.
3. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ / Міненергобуд України. – К., 2011. – 49 с.
4. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНББ. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.
5. AISI S100-2007. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. – Washington : American Iron and Steel Institute, 2007. – 198 p.
6. AS/NZS 4600:2005 Australian/New Zealand Standard. Cold-formed steel structures. – Sydney / Wellington : Standards Australia/Standards New Zealand, 2005. – 111 p.
7. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. – Brussels : CEN, 2006. – 134 p.
8. EN 1993-1-5:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements. – Brussels : CEN, 2006. – 56 p.
9. EN 10162:2003. Cold rolled steel sections. Technical delivery conditions. Dimensional and cross-sectional tolerances. – Brussels : CEN, 2003. – 21 p.

УДК 624.016:624.042.65

ПЛАНУВАННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ СТАЛЕБЕТОННИХ СТИНОВИХ ПРОГОНІВ

Олександр Семко, *д.т.н., професор, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії,*
Антон Гасенко, *к.т.н., доцент, доцент кафедри автомобільних доріг, геодезії, землеустрою*

Олександр Дроботя, *аспірант кафедри будівництва та цивільної інженерії,*
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Ефективним способом попереднього напруження сталеві частини сталезалізобетонних конструкцій є їх попереднє деформування вигинами, що протилежні експлуатаційним [3]. Такі вигини влаштовують або домкратами, або шляхом влаштування додаткових попередньо напружених стержнів [1; 4; 5]. При цьому попередньо зігнутий стан сталеві частини фіксується або зварюванням її складових частин під час виготовлення, або зміною умов закріплення цієї сталеві балкової частини з колонами [2], або власне влаштуванням напружених додаткових стержнів [1; 4; 5], або обетонуванням сталеві частини перерізу сталезалізобетонних конструкцій [3].

Метою роботи є дослідження експериментальним шляхом можливості фіксації попередньо зігнутого стану заповненням бетоном внутрішньої порожнини сталеві U-подібної частини перерізу сталобетонного стержня, що може використовуватися у якості стінового прогону. Предметом дослідження є напружено-деформований стан та несуча здатність попередньо напруженого таким чином сталобетонного стержня.

Для вирішення поставленої мети заплановано виготовити та експериментально дослідити зразки попередньо напружених сталобетонних прогонів у кількості 8 штук. Дані зразки заплановано виготовити із сталеві гнутого швелера №10 довжиною 3000 мм із зовнішнім габаритом перерізу 50×100 мм і товщиною стінки 3 мм із заповненням бетоном внутрішньої U-подібної порожнини. Під час проведення експериментальних досліджень заплановано дослідити вплив на несучу здатність попередньо напружених сталобетонних зразків наступних факторів (див. рис. 1):

- попереднього вигину сталеві частини перерізу;
- заповнення бетоном внутрішньої порожнини коритоподібного профілю;
- висоти бетонного осердя коритоподібного профілю;
- схеми завантаження утвореного попередньо напруженого сталобетонного зразка.

У зв'язку із дослідженням декількох перелічених вище факторів, заплановано виготовлення дослідних попередньо напружених зразків, що відрізнятимуться розміром поперечного перерізу бетонного осердя та схемою експлуатаційного навантаження.

Так зразки ПСБ1.1 і ПСБ1.2 заповнюватимуться бетоном в рівень із пером полицок швелера; загальна висота їх поперечного перерізу буде рівна 50 мм, коефіцієнт армування складе 11,4%. Зразки ПСБ2.1 і ПСБ2.2 заповнюватимуться бетоном на 30 мм вище від рівня пера полицок швелера; загальна висота їх поперечного перерізу буде рівна 80 мм, коефіцієнт армування складе 7,3%.

Для визначення ефективності виконання попереднього напруження сталеві частини перерізу заплановано виготовлення зразки СБ1.1 і СБ1.2 із заповненням бетоном в рівень із пером полицок швелера. Попередні напруження сталеві частини балки створюватимуться її попереднім протилежним експлуатаційному вигином на величину 1/300 прольоту, що склало 10 мм, за допомогою домкрату.

Для визначення ефективності заповнення бетоном внутрішньої порожнини швелера заплановано виготовлення порожніх сталевіх зразків С1.1 і С1.2.

Зразки С1.1, СБ1.1, ПСБ1.1 і ПСБ2.1 завантажуватимуться однією силою посередині прольоту, а зразки С1.2, СБ1.2, ПСБ1.2 і ПСБ2.2 – двома однаковими силами рівновіддаленими від опор.

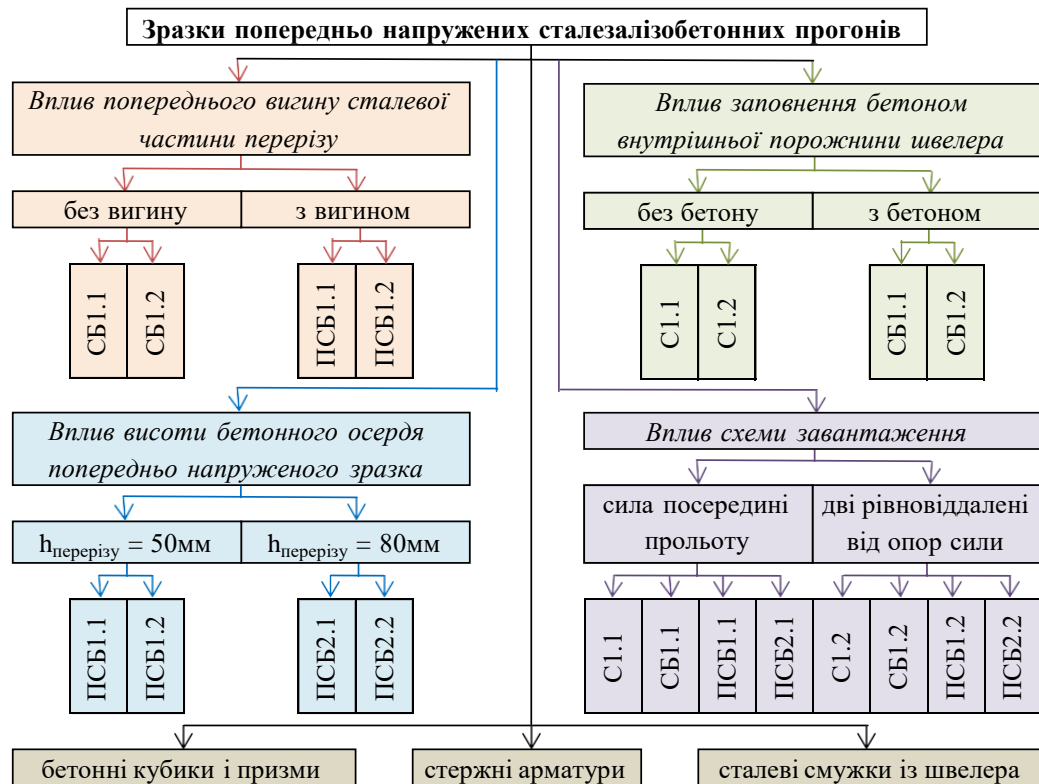


Рисунок 1 – Схема планування експериментальних досліджень

Бетон заповнення внутрішньої порожнини та U-подібна сталева частина сталезалізобетонних балок поєднуються в сумісну роботу за допомогою вертикальних арматурних стержнів класу А240С діаметром 6 мм довжиною 40 мм, що будуть приварені до внутрішньої сторони бокових полиць швелера. Крім цього, з метою заборони зсуву двох шарів один відносно одного по торцях балок будуть наварені пластини товщиною 4 мм. Тому досліджувані балки можна розглядати як двошарові композитні конструкції із жорстким поєднанням в сумісну роботу двох шарів (сталі та бетону). Для забезпечення сумісної роботи двох матеріалів у пластичній стадії їх роботи (після втрати місцевої стійкості полиць швелера та їх відриву від бетонного осердя), заплановано додаткове приварювання із внутрішньої сторони до горизонтально розташованої стінки швелера S-подібних анкерних стержнів класу А240С діаметром 6 мм.

Для визначення фізико-механічних властивостей використаних матеріалів заплановано виготовлення бетонних кубиків і призм, сталевих смужок із швелера та сталевих стержнів із арматури.

Список літератури

1. Al-Kaimakchi A., Rambo-Roddenberry M. Structural behavior of concrete girders prestressed and reinforced with stainless steel materials. *Structures*. 2021. Вип. 35(11). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.08.134>
2. Hasenko A.V. Deformability of bends continuous three-span preliminary self-stressed steel concrete slabs. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. 2021. Вип. 1 (56). С. 135-141. <https://doi.org/10.26906/znp.2021.56.2518>
3. Hasenko A.V. Previous self-stresses creation methods review in bent steel reinforced concrete structures with solid cross section. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. 2021. Вип. 2 (57). С. 82-89. <https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.2589>
4. Wang C., Shen Y., Yang R., Wen Z. Ductility and Ultimate Capacity of Prestressed Steel Reinforced Concrete Beams. *Hindawi Mathematical Problems in Engineering*. 2017. Вип. 6, 1467940. <https://doi.org/10.1155/2017/1467940>
5. Ізбаш М.Ю. Зниження витрат напруженої арматури в локально обтиснутих сталезалізобетонних згинаних конструкціях. *Наук.-техн. зб. ХНАМГ: Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура*. 2017. Вип. 81. С. 15-23.

ТЕМПЕРАТУРНО-ВОЛОГІСНІ ВПЛИВИ ЯК ЧИННИК УТВОРЕННЯ ПОШКОДЖЕНЬ ЦЕГЛЯНИХ СТІН

Ільченко Т.М., аспірантка

Науковий керівник – **Семко О.В.**, професор, доктор техн. наук

tanya.viks@ukr.net

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

На сьогодні, внаслідок військової агресії, суттєво зростає кількість будівель з пошкодженими покрівлями, що веде до впливу на стіни різних типів вологи. Цей факт значно впливає на збережуваність пошкоджених будівель, особливо в зимовий період. Для аналізу таких впливів розглянемо типи вологи в будівлях і спорудах.

Вологісний режим зовнішніх огорожень будівель і споруд тісно пов'язаний з теплотехнічним режимом. З підвищенням вологості будівельних матеріалів збільшується і їх теплопровідність, тобто при однакових умовах зволожені огорожувальні конструкції будуть мати понижені теплозахисні якості порівняно з аналогічними сухими огороженнями. Отже, при проектуванні зовнішніх огорожень необхідно здійснювати заходи з недопущення можливого зволоження огорожувальних конструкцій за рахунок використання матеріалів з мінімальною вологістю; при цьому слід враховувати не тільки теплотехнічний, але й їх вологісний режим матеріалів огорожувальних конструкцій.

Крім теплотехнічного та санітарно-гігієнічного значення нормальний вологісний режим огороження має також і велике технічне значення, так як впливає на довговічність. Відомо, що морозостійкість матеріалів пов'язана зі ступенем їх вологості, оскільки зі збільшенням вологості матеріалу збільшується його морозостійкість. Звичайна глиняна цегла є довговічним матеріалом в стінах з нормальною вологістю, але руйнується за короткий час в зовнішніх частинах стін з високою вологістю, що піддаються замерзанню та відтаюванню. Через несприятливий вологісний режим, при якому волога, що накопичилася під штукатуркою або облицюванням, після замерзання, розширяється в об'ємі і руйнує штукатурку або облицювання і відбувається відшаровування зовнішньої штукатурки. Використання в зовнішніх огороженнях, що схильні до зволоження, недостатньо вологостійких матеріалів може бути причиною їх передчасного зносу. Тому, в зовнішніх огороженнях вологих та мокрих приміщень використання матеріалів обмежується ступенем їх вологостійкості.

Причини появи вологи в зовнішніх огорожувальних конструкціях:

1. Будівельна волога, тобто волога, яка додається до огорожувальної конструкції при зведенні споруд. Кількість вологи, яка вноситься в огороження при зведенні споруди, залежить від конструкції огороження і від методу виконання робіт.

Суцільна цегляна кладка в цьому відношенні є несприятливою порівняно зі стінами з керамічних блоків або бетонних каменів. Більший об'єм каменів потребує меншої кількості розчину, ніж звичайна цегла, а значить в такі стіни вноситься менше вологи.

2. Грунтова волога, тобто волога, яка може проникати в огороження з ґрунту внаслідок капілярного всмоктування. В стінах будівель ця волога може підійматися до висоти 2-2,5 м від рівня землі. Для запобігання огороження від цієї вологи в ньому влаштовуються водоізолюючі шари, що блокують доступ вологи з ґрунту в огороження.

При правильному і якісному влаштуванні водоізоляційного шару ґрунтова волога при експлуатації будівлі не впливатиме на її вологісний режим.

3. Атмосферна волога, яка може проникати в огороження при косому дощу в результаті змочування зовнішньої поверхні стіни або внаслідок несправності кровлі навколо карнизів та зовнішніх водостоків. Для запобігання стіни від зволоження її дощем необхідно захищати її зовнішню поверхню матеріалами, що слабо всмоктують вологу. Суцільні цегляні стіни ніякого захисту зовнішньої поверхні не потребують, необхідно тільки робити

розшивку швів по їх зовнішній поверхні, щоб виключити затікання води в шви кладки.

Атмосферна волога може проникати в горищні перекриття і сумісні покриття в результаті несправності кровлі, а також при несправності водостоків. Для усунення цього необхідно під час експлуатації кровлі вчасно її ремонтувати.

4. Експлуатаційна волога, тобто волога, виділення якої пов'язано з експлуатацією будівлі, переважно в цехах промислових будівель. Волога, що виділяється при промисловому процесі у вигляді води, змочує головним образом підлогу, а також нижню частину стін.

Особливий вплив на цегляні огорожувальні конструкції має ґрунтова, атмосферна, експлуатаційна, гігроскопічна, сконденсована волога.

Основним заходом проти конденсації вологи на внутрішній поверхні огорожі є зниження вологості повітря в приміщенні, що може бути досягнуто посиленням його вентиляції.

Хороші результати дає нанесення на внутрішню поверхню огорожі цементної штукатурки з водоізоляційними добавками, покриття поверхні олійною фарбою з ретельною підготовкою, смоляними лаками і т.д. Волога, що конденсується при цьому на внутрішній поверхні огорожі, не зможе підвищити вологість захисного шару.

На характер конденсації вологи на внутрішній поверхні огороження крім температури її впливає також оздоблення цієї поверхні.

Застосування в огорожі двох пароізоляційних шарів, одного на внутрішній, а іншого на зовнішній поверхні огороження, гарантуючи його від конденсації вологи, водночас перешкоджатиме випаровуванню будівельної вологи. Отже, цей захід припустимий лише в тому випадку, якщо буде гарантовано ретельне просушування огорожі перед нанесенням цих шарів, в іншому випадку в такій огорожі виявиться несприятливий вологісний режим внаслідок будівельної вологи, що залишилася в ньому.

У зовнішніх огороженнях приміщень, у яких підтримується низька температура повітря, наприклад у холодильниках, розташування пароізоляційного шару у внутрішній поверхні неприпустимо, оскільки влітку це спричинить конденсацію пари із зовнішнього повітря. Розташування пароізоляційного шару біля зовнішньої поверхні огорож холодильників раціонально тільки у низькотемпературних камер. У камер з температурами повітря, близькими до 0°, таке розташування пароізоляційного шару, гарантуючи огороження від конденсації в них вологи в літній час, може викликати конденсацію в них вологи в зимовий час із внутрішнього повітря камер, якщо температура його виявиться вище за температуру зовнішнього повітря. Тому в таких випадках для забезпечення нормального вологісного режиму огорож можна рекомендувати наступні способи.

1. Розташовувати в огорожі два відмінкові пароізоляційні шари - один біля внутрішньої, інший біля зовнішньої поверхні, забезпечивши достатню сухість матеріалів огорожі перед нанесенням цих шарів. В цьому випадку конденсація вологи в огорожі в літній і зимовий час буде відсутня.

2. Відмовитися зовсім від застосування пароізоляційних шарів, підбираючи матеріали в огорожі таким чином, щоб зниження температури в огорожі та пружності водяної пари в ньому було рівномірним. Найкраще в цьому випадку робити огорожі з однорідного матеріалу.

Основні пошкодження цегляних стін в результаті температурно-вологісних впливів це: морозобійне руйнування, зниження міцності цегли, збільшення теплопровідності цегляних конструкцій.

Отже, потрібно невідкладно усувати причини замочування цегляних конструкцій.

Список літератури

1. ДСТУ-Н Б В.2.6-192:2013 (2013). *Настанова з розрахункової оцінки тепловологісного стану огорожувальних конструкцій*. – Київ, Мінбуд України.
2. Температурні впливи на огорожувальні конструкції будівель / Пашинський В. А., Пушкар Н. В., Карюк А. М. – Одеса : ОДАБА, 2012. – 180 с.
3. Semko O.V., Yurin O.I., Filonenko O.I., Mahas N.M. (2020). Investigation of the Temperature–Humidity State of a Tent-Covered Attic. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 73, 245-252. https://doi.org/10.1007/978-3-030-42939-3_26

УДК 693.556

ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНОЇ ОПАЛУБКИ В ТЕХНОЛОГІЇ ЗВЕДЕННЯ МОНОЛІТНИХ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

Іван Скриннік, к.т.н., доцент, skrinnik@gmail.com
Центральноукраїнський національний технічний університет

Петро Довченко,
ТОВ "Проектно-вишукувальний інститут "Агропроект"

Монолітне будівництво стало одним з найпопулярніших та перспективних напрямків у будівельній сфері по всьому світу. Ця технологія дозволяє швидко будувати будівлі будь-якої архітектурної складності та кількості поверхів. Вона включає в себе процес зведення будівель зі залізобетону, де сталева конструкція (каркас) заповнюється бетоном. Ці конструкції здатні витримувати великі навантаження завдяки міцності металу і цементного покриття, що забезпечує довговічність будівель.

Монолітне будівництво має безліч переваг порівняно з іншими методами будівництва і використовується як у цивільному, так і у промисловому секторі. Його застосовують для будівництва приватних будинків, житлових комплексів, офісних центрів, складських приміщень, паркінгів, гаражів, резервуарів, басейнів та інших об'єктів. Якість монолітного будинку залежить від правильного виконання будівельних робіт з використанням спеціального обладнання та матеріалів на всіх етапах будівництва.

Протягом багатьох років у нашій країні перевага надавалась збірним конструкціям перед монолітним будівництвом. Але протягом останніх 30 років, особливо під час періоду конструктивізму, монолітне будівництво стало лідером.

Зведення монолітних будівель і споруд дозволяє знижувати загальні витрати на 13-25% порівняно зі збірним будівництвом. Однак, цей процес вимагає висококваліфікованої робочої сили та чіткої організації робіт. Використання ковзаючої опалубки є вигідним при будівництві одиночних будинків висотою не менше 25 метрів, оскільки вартість монтажу та демонтажу опалубки компенсується ефективністю робіт. Хоча деякі перешкоди, які гальмують широке використання ковзаючої опалубки, можуть бути подолані за допомогою технологічних прийомів. Наприклад, бетонування може здійснюватися з перервами за допомогою спеціальних добавок до бетонних сумішей, які затримують процес затвердіння до 18 годин. У холодних кліматичних умовах широко використовуються прискорювачі твердіння та теплова обробка бетону (наприклад, інфрачервона обробка, електропрогрів), що не впливають на темпи бетонування.

Організаційно-технологічні вдосконалення включають використання карт руху ковзаючої опалубки, які детально показують технологічні перерви, вірну та своєчасну установку отвороутворювачів, закладних деталей і арматурного каркасу.

Для початку монолітного будівництва необхідно встановити опалубку. Опалубка представляє собою конструкцію з міцних щитів різної форми, які створюють необхідні контури. В залежності від умов та виду робіт використовуються різні системи опалубки. Для горизонтальних або вертикальних поверхонь у монолітному будівництві може використовуватися стінова опалубка (див. рис. 1, 2). Опалубка може бути зроблена з дерева, металу, комбінації дерева та металу, залізобетону, армоцементу, синтетичних або гумованих матеріалів. Гнучка пластикова опалубна система широко застосовується для фундаментних плит, стрічкових фундаментів, басейнів, а також у дорожньому будівництві та ландшафтному дизайні.



Рисунок 1 – Загальний вигляд вертикальної опалубки для зведення будівель монолітного типу



Рисунок 2 – Загальний вигляд горизонтально опалубки для бетонування монолітного перекриття

Для складання щитів опалубки використовують стяжні гвинти певної довжини як скріплюючий матеріал. Довжина гвинта залежить від архітектурних особливостей будівлі, яку будують. Оскільки стяжні гвинти і гайки є дорогими матеріалами і використовуються багаторазово, важливо їх захистити під час заливки бетону і зберігати після розпалубки для подальшого використання. Для цього стяжний гвинт поміщають у трубку, яку кріплять спеціальними конусами з обох кінців. Конуси забезпечують щільний контакт захисної трубки з опалубковою поверхнею і запобігають проникненню бетону всередину трубки, що є обмежувачем. Трубка може бути зроблена з фібробетону або поліетилену. Найбільш поширеним матеріалом для опалубки є поліетиленова трубка, яка є найбільш доступною за ціною, але має певні недоліки, зокрема недостатню жорсткість для опалубкової конструкції. Альтернативним варіантом може бути використання ПВХ труби, яка розрізається на смужки довжиною 2-3,5 метри. ПВХ труба надає необхідну жорсткість опалубці і менше піддається деформаціям під впливом бетону.

При встановленні опалубки для вертикальних стін перед цим процесом виконується монтаж арматурного каркасу. Для горизонтальних монолітних плит перекриття спочатку монтується горизонтальна опалубка, а потім на неї встановлюється арматурний каркас з арматурних стержнів, які з'єднуються дротом або спеціальною скобою. Фіксатори захисного шару є необхідними елементами для надійної фіксації арматури в тілі бетону і точного витримання необхідної товщини захисного шару. Після розміщення цих елементів готовий бетон заливають у конструкцію опалубки. Після заливки бетону використовують глибинні вібратори для вібрування, щоб уникнути утворення порожнеч і раковин у тілі бетону. Зняття опалубки зазвичай відбувається через 1-4 дні, в залежності від погодних умов, температури повітря, марки бетону та товщини бетонного шару.

Висновок:

1. Монолітна конструкція стін дозволяє зменшити вагу будівлі на 15-20% порівняно з цегляною конструкцією. Це досягається завдяки скороченню товщини стін і стель. Зменшення ваги спрощує конструкцію будівлі і дозволяє знизити витрати на будівельні матеріали, а також на фундамент.
2. Монолітне будівництво дозволяє перенести виробничий цикл безпосередньо на будівельний майданчик. У випадку збірних конструкцій, будівельні елементи виготовляються на заводі, а потім доставляються на місце будівництва для монтажу. При монолітному будівництві не потрібно здійснювати додаткову обробку стиків, оскільки конструкція виконується за встановленою схемою. Це дозволяє скоротити час будівництва, а також уникнути додаткових робіт з обробки. Стіни і стелі майже готові для фінішної обробки.
3. Монолітна будівля забезпечує практично безшовну якість поверхні. Це сприяє покращенню теплоізоляції і звукоізоляції будівлі. Монолітна конструкція дозволяє уникнути прогалів і щілин, що можуть бути притаманні збірним конструкціям, тим самим підвищуючи продуктивність тепло- і звукоізоляції.

УДК 624.074.42

ДОСВІД ВИКОРИСТАННЯ КЕСОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ ПРИ ЗВЕДЕННІ МОНОЛІТНИХ БУДІВЕЛЬ

Іван Скриннік, к.т.н., доцент, skrinnik@gmail.com

Віктор Дарієнко, к.т.н., доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

Євгеній Томаченко, директор ТОВ «Будспектр»

Після аналізу найважливіших досягнень у науковій та практичній галузі монолітного будівництва, зокрема виробництва й застосування бетону, як і його різновидів, розглянуті перспективи розвитку цього матеріалу. Житлове будівництво, використовуючи ковзаючу опалубку, має значну технологічну гнучкість. За допомогою одного набору опалубки можна будувати будинки з різними планувальними рішеннями та кількістю поверхів, надаючи їм архітектурну виразність і оригінальність. Викликом в організаційно-технологічному аспекті є процес будівництва перекриттів. У будівництві будівель і споруд використовуються різні типи перекриттів, кожен з яких має свої переваги й недоліки. Один із ефектних варіантів - це кесонне перекриття. Хоча його використання менш поширене, ніж монолітні плити, воно має багато переваг.

Сьогодні рідко можна зустріти проект будівлі з кесонним перекриттям, а саме це приваблює багатьох будівельників. Використання цієї технології створює оригінальний інтер'єр. Будь-яке перекриття є важливим елементом будівлі, відповідаючим за безпеку та надійність конструкції, тому його повинні відповідати встановлені вимоги. Кесонне перекриття використовується в будівництві вже давно, навіть у Стародавньому Римі. У нашій країні цей тип перекриття застосовується рідко, але активно використовується в інших країнах. Воно складається з балок, що направлені одна на одну під кутом, не обов'язково прямим. Цей підхід дозволяє створити легку конструкцію з оригінальним зовнішнім виглядом, яку можна використовувати для різних типів будівель. Перше кесонне перекриття з використанням залізобетону було побудоване в 1934 році, і ребра у цій конструкції були спрямовані вгору. Конструкція була виконана за допомогою монолітної технології. Кесонне монолітне перекриття складається з панелей, які монтуються на кутові несучі колони. Ці плити мають вигляд перетинаються під прямим кутом ребер або балок і об'єднуються в одну систему за допомогою тонкого шару бетону. Таким чином, отримується стельове перекриття, що нагадує зовнішнім виглядом вафлю. (рис.1).



Рисунок 1 – Загальний вигляд опалубки для кесонного монолітного перекриття

Кесонні перекриття можуть мати різні форми, найчастіше вони мають квадратну конфігурацію, але також можуть бути куполоподібними або іншими. Звичайні монолітні перекриття мають балки, через які кріпляться плити. У кесонних перекриттях ця функція виконується спеціальними ребрами, які утворюють сітку. Крок між ребрами зазвичай не перевищує 1,5 метра, що дозволяє розподілити навантаження і збільшити міцність

конструкції. Благодаря цьому можливо зменшити товщину монолітних плит до 5-8 сантиметрів. Для забезпечення додаткової міцності проводиться армування кесонних перекриттів. Товщина плит зазвичай становить 25-45 сантиметрів, а висота ребер, які виступають над основою, може бути в діапазоні від 20 до 40 сантиметрів. При цьому важливо дотримуватися встановлених будівельними нормами і правилами пропорцій. Висота ребра не повинна бути меншою, ніж $1/20$ від довжини прольоту. Розміри кесонних перекриттів можуть варіюватися, і найбільші з них можуть досягати розмірів 35x35 метрів.



Рисунок 2 – Бетонування кесонного монолітного перекриття на об'єкті ТОВ «Будспектр»

Висновки, які можна зробити на основі наданої інформації про кесонні монолітні перекриття:

1. Використання кесонних перекриттів зменшує навантаження на стіни та колони, завдяки меншій вазі конструкції. Це призводить до скорочення загального навантаження на фундамент.
2. Кесонні перекриття стійкі до коливань спричинених землетрусами. Вони можуть застосовуватися в районах з підвищеною сейсмічною активністю для прольотів більше 6 метрів.
3. Кесонні конструкції з ребрами мають значно більшу несучу здатність в 2-3 рази. При цьому товщина плити може бути в 2 рази меншою, ніж у звичайних гладких перекриттях. Це сприяє прискоренню процесу будівництва і зменшенню кількості несучих елементів.
4. Кесонні перекриття дозволяють знизити матеріаломісткість будівництва. Витрати на будівництво помітно зменшуються, і цей показник може досягати трьохразового зниження.
5. Кесонні перекриття зменшують витрату цементу вдвічі і арматури втричі порівняно зі звичайними залізобетонними перекриттями при збереженні однакової міцності.

Список літератури

1. Югов А.М. Ефективність застосування полегшуючих монолітних плит перекриттів при реконструкції будівель / А.М. Югов, В.В. Таран // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць, вип. 18 – Рівне 2009 р., с. 540-547.

ОСОБЛИВОСТІ МОДЕЛЮВАННЯ ЗСУВНИХ ПРОЦЕСІВ У МАЛОЗВ'ЯЗНИХ ПЛАСТИЧНИХ ҐРУНТАХ

Іван Солодей *д.т.н., професор,*
Василь Павленко *аспірант,*
e-mail:pavlenko_ym@knuba.edu.ua

Київський національний університет будівництва і архітектури м. Київ, Україна

Використання зсувних і зсувонебезпечних територій в будівельній галузі потребує вирішення складної інженерної задачі із забезпечення стійкості будівель і споруд, що будуть зведені на них. Складність вирішення даних задач пов'язана з великою кількістю різних природних і техногенних факторів і впливів, що мають місце при розгляді кожного конкретного схилу та значною мірою можуть впливати на його стійкість.

Різноманітність інженерного-геологічних умов схилів та необхідність вирішення різних типів задач зумовили ретельне вивчення питань забезпечення стійкості схилів і укосів. Це призвело до створення значної кількості методів розрахунку. В ДБН В.1.1-46:2017 зазначено, що найбільш апробованими в геотехнічній практиці є такі групи методів: методи граничної рівноваги (диференціальні методи), методи оцінювання напружено-деформованого стану (НДС) методом скінчених елементів (інтегральні методи), комбіновані методи. Методи граничної рівноваги, не дивлячись на значний рівень апробації в геотехнічній практиці, мають ряд суттєвих обмежень до застосування. Також незаперечним є той факт, що всі вони базуються на певних припущеннях для спрощення розрахунків із збереженням певної точності. Інтегральні методи, реалізовані на базі методу скінчених елементів (МСЕ), дають змогу оцінити не лише стійкість схилів, а і визначити НДС схилу. Проте використовуючи дану групу методів неможливо провести розрахунки для ґрунтового масиву, коефіцієнт стійкості якого менший за одиницю. Точність розрахунків на основі інтегральних методів залежить від цілого ряду факторів, основні з них пов'язані з тонкощами реалізації методу, не останню роль відіграє математична модель, що використовується для опису деформаційних властивостей ґрунту. Саме тому, використання математичних моделей, що більш точно описують процеси в ґрунтовому масиві схилу під дією різних фізичних явищ і впливів, дають змогу підвищити точність розрахунків.

Метод скінчених елементів є універсальним інструментом і застосовується в різних галузях науки і техніки. На базі даного методу також можливо реалізувати підхід із використанням комплексних моделей. В такому разі комплексна модель являтиме собою декілька взаємопов'язаних моделей ґрунтового середовища, на основі яких виконуються дослідження різних зв'язаних між собою фізичних явищ, що протікають в схилі.

Для врахування нелінійної деформації ґрунту використовують пружно-пластичні моделі ґрунту різної складності, частина яких реалізована в сучасних програмних комплексах на базі МСЕ.

Перевага простих моделей полягає в меншій кількості вхідних параметрів, але результати розрахунків з їх використанням можуть мати недостатній рівень точності та погано узгоджуватися з реальними даними. До таких моделей відноситься розповсюджена і добре відома пружно-ідеально-пластична модель Кулона-Мора. Складні моделі дозволяють більш точно описувати поведінку ґрунтового масиву при зсувних деформаціях, але потребують значної кількості вхідних розрахункових параметрів, складніші для розуміння та потребують досвіду для виконання розрахунку і аналізу їх результатів. Також необхідно відмітити, що складні моделі були розроблені для врахування певних властивостей та особливостей поведінки тих чи інших груп ґрунтів, а отже вони не є універсальним інструментом, через що їх підбір і використання мають ґрунтуватися на ретельному вивченні інженерного-геологічних умов схилу чи укосу.

Для групи малозв'язних пластичних ґрунтів, характерним є явище дилатансії. Її врахування може мати значний вплив на результати розрахунку, особливо при моделюванні

зсувних процесів. Дане явище досліджується вже досить давно, ще у 1950р. Skempton A.W. і Bishop A.W [2] відмічали необхідність поділу міцності піщаного ґрунту на таку, що обумовлена тертям і ту, що обумовлена дилатансією. Згодом було запропоноване і введене поняття кута дилатансії. В рамках дилатансійних моделей ґрунту кут внутрішнього тертя приймається змінною величиною, на яку впливає саме коефіцієнт дилатансії. На змінному характері величини кута внутрішнього тертя наголошували ряд вчених, в тому числі і Bishop A.W [1].

При моделюванні зсувних процесів в малозв'язних пластичних ґрунтах доцільно використовувати дилатансійні пружно-пластичні математичні моделі ґрунтів, в рамках яких приріст деформацій буде складатися з двох складових:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p, \quad (1)$$

де $d\varepsilon^e$ - приріст пружної складової деформацій, а $d\varepsilon^p$ відповідно приріст пластичної складової деформацій, що відображається верхніми індексами.

Складову, що відповідає за приріст пластичних деформацій $d\varepsilon^p$ в таких моделях визначають на основі неасоційованого закону пластичної течії:

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma}, \quad (2)$$

де F – функція пластичного потенціалу, $d\lambda$ - малий скалярний множник, що визначає абсолютну величину $d\varepsilon^p$.

Відповідно до (2) можна зробити висновок, що функція пластичного потенціалу визначає напрям вектору, відповідного тензору $d\varepsilon^p$, в просторі головних деформацій, тож для F достатньо прийняти умову, що визначає необхідну орієнтацію $d\varepsilon^p$ замість конкретного виразу. В дилатансійній теорії прийнято використовувати співвідношення:

$$d\varepsilon^p = \lambda(x) d\gamma^p, \quad (3)$$

де $d\gamma^p$ і $d\varepsilon^p$ - відповідно другий інваріант девіатора і перший інваріант тензора приросту пластичних деформацій $d\varepsilon^p$, λ - коефіцієнт дилатансії, x - параметр зміцнювання.

В якості критерію граничного стану використовується модифікована умова Мізеса-Шлейхера-Боткіна:

$$f = T + \sigma_m \operatorname{tg} \psi - \tau_s \quad \text{при} \quad \sigma_m \leq p_o \\ f = T + p_o \operatorname{tg} \psi - \tau_s \quad \text{при} \quad \sigma_m > p_o, \quad (4)$$

де σ_m середній (гідростатичний) тиск:

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \sigma_{ij}^q, \quad (5)$$

T – інтенсивність дотичних напружень (другий інваріант девіатора напружень):

$$T = \sqrt{\frac{1}{2} S_{ij}^q S_{ij}^q}, \quad S_{ij}^q = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_m \delta_{ij} \quad (6)$$

ψ - кут тертя на октаедричному майданчику, p_o - параметр ґрунтового середовища, $H = \frac{\tau_s}{\operatorname{tg} \psi}$

- граничний опір всебічному розтягу. Умові (4) в просторі головних напружень відповідає комбінована гранична поверхня, яка представляє собою поєднання конуса і циліндра (рис. 1).

Прийняття (4) зумовлюється тим, що при наявності великого всебічного обтискання ґрунти набувають поведінки подібної до суцільного тіла, тому дилатансія не проявляється, а зсувне навантаження не залежать від рівня обтискання. Такому випадку відповідає прийняття умови пластичної стисливості ґрунту ($d\varepsilon^p = 0$) і незалежного граничного зсувного навантаження від рівня всебічного тиску (циліндрична частина модифікованої

умови (4)). Величина параметру ρ_0 переходу конічної частини (4) в циліндричну прийнята рівною $\rho_0 = -2,0$ мПа у відповідності з експериментальними даними Сідорова і Сіпідіна[4].

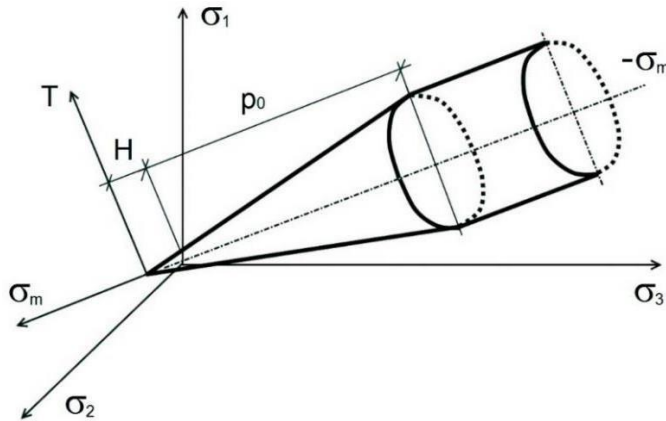


Рисунок 1. Поверхня навантаження. Загальний вигляд в просторі головних напружень.

Значення коефіцієнту дилатансії значною мірою залежить від щільності ґрунту, а точніше від співвідношення між початковою і критичною щільностями. В статті З.Мруза і Ч.Шиманського [3] були запропоновані такі формули для обчислення коефіцієнту дилатансії:

$$\lambda = \alpha \left(\frac{\rho}{\rho^{sp}} - 1 \right)^n,$$

(7)

де λ - коефіцієнт дилатансії, ρ - початкова щільність, ρ^{sp} - критична щільність α - константа, n – непарне ціле число, а також:

$$\lambda = \alpha \sin \left| \left(\frac{\rho}{\rho^{sp}} - 1 \right) \right|. \quad (8)$$

Виходячи з цих формул отримуємо наступні значення коефіцієнту дилатансії при відповідних значеннях початкової щільності ґрунту:

$$\lambda > 0 \quad \text{при} \quad \rho > \rho^{sp}$$

$$\lambda < 0 \quad \text{при} \quad \rho < \rho^{sp}$$

(9)

$$\lambda = 0 \quad \text{при} \quad \rho = \rho^{sp}$$

В свою чергу критична щільність залежить від рівня гідростатичного тиску, адже при значних тисках дилатансійного розрихлення ґрунту досягнути не вдається. Також на значення коефіцієнту дилатансії може впливати не лише співвідношення між початковою і критичною щільностями, а і інші фактори, такі як форма частинок ґрунту і характер їх укладання.

Розвиток сучасних чисельних методів розрахунку та їх апробація, створення методик і алгоритмів застосування вже існуючих підходів для розрахунку стійкості схилів і укосів залишаються актуальними питаннями геотехніки і потребують подальших досліджень.

Список літератури

1. Bishop A.W. (1971) Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens. *Stress-Strain Behaviour of Soils*. Parry R.H.G.ed. England 1971. pp 1–59.
2. Skempton A.W., Bishop A.W. Measurement of shear strength of soils. *Geotechnique*, 1950. vol. 2, № 2. pp. 90-108.
3. Мруз З., Шиманский Ч. Неассоциированный закон течения в описании пластического течения гранулированных сред. *Механика гранулированных сред*. М., Мир, 1985. Вып. 36. С. 9-43.
4. Сидоров Н.И., Спицин В.П. Современные методы определения характеристик механических свойств ґрунтов: Л., Стройиздат, 1972. 136 с.

ОГЛЯД МОЖЛИВОСТЕЙ КОМПЛЕКСУ АВК5 ДЛЯ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОШТОРИСІВ

Артем Сушко, студент групи БІ-22, *artemsushko0701@gmail.com*

Олег Кислун, доцент, канд. техн. наук, *kyslun@gmail.com*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Розрахункова вартість проектних робіт та кількості матеріальних ресурсів є основою технічно-економічного обґрунтування майбутнього будівництва, що подається у вигляді кошторисної документації. За всі часи складання кошторису було, є та буде кропіткою працею. Майже три десятиріччя нараховує історія використання автоматизації кошторисних розрахунків в Україні, де почесне місце займає АВК.

Кошторисна програма АВК-5 (АВК-5 Кошторис) - це комп'ютерна програма, що призначена для складання та розрахунку кошторисів на будівельні та ремонтні роботи. Програма дозволяє ефективно планувати та контролювати витрати на ремонт та будівництво об'єктів, а також спрощує процес складання документації та погодження кошторисів [1]. Серед основних завдань, які вирішує ця програма, можна виділити такі:

- упорядкування кошторису (програма автоматично розраховує вартість необхідних матеріалів, обсягів робіт, витрат на транспортування та інші витрати, а також враховує податки та накладні витрати);

- планування бюджету (за допомогою програми можна розподілити витрати на етапах будівництва або ремонту та стежити за дотриманням бюджету на кожному етапі);

- створення та узгодження документації (програма дозволяє створювати документи на основі готових шаблонів, такі як кошторисні розрахунки, акти виконаних робіт; також можливе узгодження кошторисів із замовником та контролювання змін);

- звітність (програма автоматично формує звіти про витрати, обсяги робіт, використані матеріали та інші параметри, що спрощує складання звітності для замовників).

Незважаючи на те, що АВК-5 значно спрощує процес складання та контролю кошторисів (ймовірність помилок зменшується, зменшуються й інші витрати, прискорюється процес підготовки документації та покращується звітність, що знижує ризики порушення законодавства), проте існують і недоліки:

- складність (програма має безліч функцій і можливостей, що спричиняє труднощі; особливо при знайомстві потрібен час, щоб опанувати всі функції та використовувати їх найбільш ефективно);

- для ефективної роботи наявна потреба в змістовних фахових знаннях (вимагається суттєвої обізнаності у галузі кошторисної справи та будівництва);

- обмеженість готових шаблонів (хоча програма має шаблон для складання документів, він не завжди може підходити для конкретних проектів, і користувачеві доводиться витрачати час на його доопрацювання);

- необхідність оновлень (ефективність використання вимагає періодичного оновлення, що приводить до витрат часу та додаткових витрат);

- висока вартість. [2, 3, 4]

Потужний інструментарій АВК-5. для складання та управління кошторисами у будівництві та ремонті характеризується:

- зручністю (інтуїтивно зрозумілий інтерфейс та проста навігація дозволяє швидко освоїти функції та використовувати їх ефективно);

- оптимальністю розрахунків (автоматичні розрахунки кошторисної вартості на основі актуальних даних про матеріали, роботи та терміни виконання, дозволяють отримати оптимальніші результати, ніж при ручному складанні кошторисів);

- широкою можливістю налаштування (наявна можливість налаштування відповідно до вимог діяльності організації або конкретного проекту, шляхом задання параметрів розрахунку, підбором потрібних налаштувань);
- скорочення часу на складання кошторисів (автоматизація процесу складання та контролю кошторисів, що дозволяє значно скоротити час виконання розробки кошторисів);
- підвищенням ефективності, дотримання вимог діючого законодавства (дотримуватись вимог діючого законодавства при складанні кошторисів дозволяє уникнути штрафів та непорозуміння з контролюючими органами).

Беззаперечно, такі характеристики інструментарію надають переваги вибору в якості робочого засобу розробки кошторисної документації великою кількістю будівельних організацій в Україні саме АВК-5.

Значний попит на інформаційні технології в сфері економіки, будівництва та експлуатації будівель і споруд обумовлює розроблення різноманітних програмних продуктів, що обслуговують ці сфери. Існує широкий набір програмних продуктів, зорієнтованих на секторальне використання, отже відповідно – ринок програмного забезпечення України в області автоматизації будівництва представлений наступні не лише програмним засобом АВК (розробник НПФ АВК), а й іншими: Експерт-Кошторис (розробник ExpertSoft), Будівельні технології - Кошторис (розробник Computer Logic Group), АС (розробник ІНКОМСЕРВІС), АКР (розробники ТОВ СТК та ПРАТ Бізнес Автоматика), ТендерКонтракт (розробник ДНДІАСБ) ... , проте значна доля все ж належить АВК, який в Україні займає одну з лідируючих позицій [5, 6, 7, 8, 9, 10, 11] .

То ж, будівельні підприємства України в переважній своїй більшості запрошують на роботу фахівців, що можуть проводити розробки кошторисів засобами АВК-5, як найбільш розповсюдженим засобом на теренах нашої держави. Таким чином, виникає необхідність освоєння програми майбутніми будівельниками. В подальшому ж, прогрес із все зростаючими вимогами спонукає до розвитку засобів виробництва, в тому числі і АВК, що в підсумку веде до появи нових функціональних можливостей та усунення наявних недоліків програми.

Список літератури

1. <https://koshtoris.at.ua/index/0-18> - електронний посібник АВК-5
2. Кошторисний програмно-обчислювальний комплекс АВК-5 / Посібник користувача ПК АВК-5. Черницьким С. В. -Х.: ТОВ "АВКАС" 2023 р.
3. https://avk5.com.ua/about_program_avk5.html - сторінка "Програмный комплекс «Автоматизированный выпуск кошторисів» - ПК АВК-5" Науково-виробничої фірми «АВК Создатель»
4. <http://bud.in.ua/avk5> - сторінка "Програмний Комплекс «Автоматизированный выпуск Кошторисів АВК-5» станньої редакції від виробника"
5. Хазін В.Й., Хазін С. В. Досвід автоматизації проектних робіт у будівельній галузі . Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Сер. : ISSN 2664-262X Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки, 2020, вип. 3(34) 223 Галузеве машинобудування, будівництво. 2010. Вип. 2. С
6. Проектирование строительных конструкций / Общие вопросы строительного проектирования / Средства автоматизации проектных работ (САПР). ICT ЦЕНТР: веб-сайт. URL: <https://perekos.net/sections/view/438> (дата звернення: 16.10.2020)
7. <https://ukr.expertsoft.com.ua/> - сторінка "Програмне забезпечення для будівництва та проектування» від EXPERTSOFT
8. <http://cl.com.ua/products/> - сторінка "Будівельні Технології - Кошторис " від Computer Logic Group
9. <https://ac4.kiev.ua/#> - сторінка "Програмні комплекси, призначені для будівництва та проектування"
10. <https://smeta.ua/ua/> - сторінка " Будівельні і кошторисні програми "
11. ІТ в процесах створення та експлуатації об'єктів будівництва. Кислун О.А., Пархоменко Ю.М., Скриннік І.О., Дарієнко В.В. / Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. 2020. Вип. 3 (34). с. 218-225

УДК 69.009

ОСНОВНІ АСПЕКТИ ПЛАНУВАННЯ ТЕРИТОРІЇ В БУДІВЕЛЬНОМУ ТА ТРАНСПОРТНОМУ КОМПЛЕКСІ

А. Тихий, канд. техн. наук, доцент,
e-mail: a.a.tihiy@gmail.com

О. Борис, студентка,
e-mail: oleksandra.viacheslavivna@gmail.com

Центральноукраїнський національний технічний університет

Однією з ключових проблем будівельного та транспортного комплексів є недостатньо ретельне планування території, що може приводити до забруднення довкілля, заторів на дорогах, недостатньої кількості місць для відпочинку та обмеженого розвитку інфраструктури. Однак, при будівництві нових житлових комплексів, важливо не лише враховувати будівництво житлових будинків, але й створити комфортне середовище для проживання мешканців. Це можна забезпечити шляхом забезпечення наявності шкіл, дитячих садків, спортивних майданчиків та інших місць для відпочинку та розваг.

Для забезпечення комфортних умов проживання мешканців, важливо також враховувати аспекти екології та здоров'я. Наприклад, планування території повинно передбачати зелені насадження, зони для відпочинку, забезпечення якісної водопостачання та очищення повітря від забруднень.

Крім того, важливо розробляти ефективну систему транспортування мешканців з одного місця в інше. Недостатня кількість транспорту, затори на дорогах, недоступність громадського транспорту можуть стати серйозними проблемами для мешканців нових житлових комплексів.

Таким чином, для розв'язання проблем будівельного та транспортного комплексів, необхідно забезпечити ефективне планування території, створення комфортного середовища для проживання мешканців, забезпечити належний розвиток інфраструктури, а також розробку ефективної системи транспортування мешканців.

Одним зі способів забезпечення комфортного проживання мешканців є створення зелених зон та парків, які забезпечують приємну атмосферу та чисте повітря. Також важливо передбачити необхідність розвитку культурного життя, забезпечення доступу до кінотеатрів, музеїв та інших культурних закладів.

З розвитком житлових комплексів і збільшенням кількості жителів, важливо також розвивати транспортну інфраструктуру. Важливо передбачити наявність доріг та транспортних розв'язок, забезпечити розвиток громадського транспорту, розробити велосипедні доріжки та пішохідні зони.

Наприклад, у статті "Розвиток міст: інфраструктура для людей" [1] Девід Кларк зазначає, що забудовники можуть співпрацювати з місцевими владами для забезпечення розвитку інфраструктури в містах, такої як водопостачання, каналізація та енергопостачання. Вони також можуть працювати разом, щоб забезпечити розвиток міського транспорту та інші послуги, які підвищують якість життя мешканців.

Крім того, у статті "Роль забудовників у формуванні комфортного середовища для мешканців міста" [2] Андрій Казмирук зазначає, що забудовники можуть працювати з місцевими органами влади, щоб забезпечити розвиток інфраструктури, такої як зелені зони, парки та спортивні майданчики. Це може допомогти створити комфортне та здорове середовище для мешканців міста.

Отже, співпраця забудовників з інфраструктурними установами та місцевими владами є ключовою для розвитку міст та вирішення проблем в будівельному та транспортному комплексах.

Наприклад, у місті Нанкін в Китаї, місцева влада затвердила програму [3], що надає забудовникам можливість отримувати фінансову підтримку за умови, що вони забезпечують будівництво місцевих шкіл та інших освітніх закладів.

Ця програма є прикладом того, як міська влада може співпрацювати з різними інфраструктурними проектами та іншими зацікавленими сторонами, щоб покращити розвиток міста і життя місцевих жителів.

На даний момент в Україні не розроблена єдина програма з фінансової підтримки за заохочення забудовників до співпраці з іншими. Однак, деякі місцеві влади, наприклад місто Львів, вже мають власні програми [4] розвитку інфраструктури, які можуть включати фінансову підтримку.

Для участі у даній програмі, слід скласти детальний бізнес-план проекту, в якому буде описано його мету, завдання та очікувані результати. Також варто дослідити можливість отримання грантів від благодійних фондів, які фінансують проекти з розвитку освітніх закладів та закладів безпеки.

З метою розвитку цього напрямку в Україні, варто активізувати діяльність місцевих органів влади, включаючи сільські та міські ради, з метою підвищення свідомості громадян про необхідність розвитку освітньої та безпечної інфраструктури.

Для того, щоб забудовники домовлялися з іншими організаціями та робили спільний проект по будівництву цілого району чи містечка, доцільно запровадити державну програму, яка надає фінансову підтримку органам місцевої влади за заохочення забудовників до співпраці з іншими організаціями.

У рамках цієї програми пропоную передбачити такі заходи:

- Надання фінансової підтримки або пільг забудовникам, які включають у свій проект будівництва освітні та інші заклади безпеки;
- Створення сприятливих умов для співпраці між забудовниками та іншими організаціями;
- Проведення інформаційної роботи щодо переваг співпраці з іншими організаціями та можливостей отримання додаткових фінансових ресурсів;
- Організація конкурсів на кращий проект, який передбачає будівництво освітніх та інших закладів безпеки у місцевості, де планується будівництво житлового комплексу.

Зверніть увагу, що така програма може бути реалізована лише за підтримки держави, тому необхідно включити її в державні стратегії розвитку інфраструктури та будівництва.

Щодо співпраці між забудовниками та іншими організаціями для будівництва житлових комплексів та необхідної інфраструктури можна запровадити механізми публічно-приватного партнерства (PPP), які б допомогли залучати кошти та ресурси інших організацій до будівництва необхідної інфраструктури поруч з житловими комплексами. Це може бути вигідно і для забудовників, які отримують готову інфраструктуру поруч зі своїми житловими комплексами, і для інших організацій, які можуть використовувати цю інфраструктуру для своїх потреб.

Наприклад, у місті Львів діє програма "Мій район", яка передбачає співпрацю забудовників з місцевими органами влади для розвитку інфраструктури в нових районах міста. Забудовникам, які забезпечують будівництво інфраструктури в нових районах, передбачені пільги та знижки на землю, дозвіл на будівництво, тощо.

Програма "Мій Район" [5] є ініціативою Львівської міської ради, яка стартувала у 2019 році. Метою програми є залучення громадян та сприяння їх участі у формуванні та розвитку міських районів, а також вдосконалення взаємодії між громадою та органами місцевого самоврядування. Крім того, в рамках програми було запущено онлайн-платформу [6], на якій можна подати пропозиції щодо розвитку свого району та висловити свої ідеї.

Програма "Мій Район" має кілька напрямків діяльності, серед яких:

- Фінансування проектів громадської ініціативи, які спрямовані на поліпшення якості життя у місцевому середовищі. Учасники програми можуть подати заявки на отримання фінансування проектів, які можуть включати, наприклад, благоустрій

парків, облаштування велосипедних доріжок, встановлення вуличного освітлення, тощо;

- Розробка міської програми розвитку мікрорайонів. В рамках цього напрямку діяльності проводяться опитування жителів мікрорайонів, аналізуються їх потреби та вимоги, формуються пропозиції щодо покращення інфраструктури району;
- Розвиток мережі громадських просторів. В рамках програми створюються та розвиваються громадські простори для різноманітних заходів та зустрічей громадян;
- Створення центрів громадської активності.

У місті Львів створено центри громадської активності, де громадяни можуть отримати консультації щодо реалізації своїх ідей та проєктів, взяти участь у тренінгах та семінарах.

Інша сторона Одеса. Хотіла б звернути увагу на ЖК «7 небо». Він розташований у районі Авангард, що на південному заході міста. У комплексі є різноманітні зони відпочинку, дитячі та спортивні майданчики, сквери, парки, також є комерційні приміщення, магазини, кафе, клініки та фітнес-клуби.

Але ось проблема найближча школа знаходиться майже за 7 км від району, до дитячого садочку 9 км, а до центра міста взагалі 11 км. Також у цьому районі існує проблема місць для паркінгу. Машини розміщують прямо у дворах, перед під'їздами, що в свою чергу псує загальний вигляд мікрорайону та заважає мешканцям вільно пересуватись, а іншим водіям виїжджати з ЖК.

Пропоную під час розробки плану житлових комплексів обов'язково забезпечувати будівництво багатопверхових або підземних автомобільних стоянок, що дозволять потенційно звільнити місця поблизу будинків. В свою чергу вільну територію від машин використовувати на благоустрій або соціальну інфраструктуру.

Повертаючись до проблеми освітньої інфраструктури, наведу кілька способів до заохочення забудовника житлових комплексів на будівництво об'єктів даного напрямку:

- Запровадження податкових пільг - держава може надавати забудовникам податкові пільги, якщо вони будують поруч з житловим комплексом школу, дитячий садок або іншу освітню установу;
- Надання пільг на землю - місцева влада може надати забудовникам землю на будівництво житлового комплексу за пільговою ціною, якщо вони згодні будувати поруч з ним освітню установу;
- Залучення інвесторів - забудовники можуть залучати інвесторів, які будуть фінансувати будівництво освітніх закладів поруч з житловим комплексом;
- Створення сприятливого інвестиційного клімату - для того, щоб забудовник був зацікавлений у будівництві поруч з житловим комплексом освітніх закладів, місцева влада може створити сприятливий інвестиційний клімат, зокрема шляхом спрощення процедури отримання дозволів на будівництво.

Також можна звернутись до місцевої влади з проханням допомогти в заохоченні забудовника до будівництва освітніх закладів та паркувальних лотів поруч з житловим комплексом.

Важливо узгодити планування міста та розвиток інфраструктури з місцевими владами та громадськістю. Це дозволить враховувати потреби місцевого населення та забезпечити раціональне використання земельних ресурсів та іншої інфраструктури.

Україна має потенціал для розвитку інфраструктури та покращення умов життя мешканців міст. Заохочення забудовників до співпраці з організаціями, які займаються будівництвом освітніх закладів та закладів безпеки, може стати одним зі способів досягнення цієї мети.

Отже, розв'язання проблем будівельного та транспортного комплексів потребує комплексного підходу, що включає в себе врахування потреб та інтересів мешканців, екологічних та енергоефективних аспектів, а також розвитку інфраструктури та транспортних зв'язків. Варто лиш розробити стратегію розвитку території, яка передбачатиме збалансований розвиток.

Список літератури

1. Девід Кларк (2015). Розвиток міст: інфраструктура для людей (Urban Development: Infrastructure for People), "The Lancet" №381, 1926-1927, 9872.
2. Андрій Казмирук (2018). Роль забудовників у формуванні комфортного середовища для мешканців міста (The Role of Developers in Creating a Comfortable Environment for City Dwellers), "Єдність".
3. www.resilientcity.org/city/nanjing-three-cities-one-district
4. www.city-adm.lviv.ua/news/culture/architecture-and-historic-heritage/282976-zabudovnyk-harantuvav-profinansuvaty-budivnytstvo-shkoly-u-raioni-vul-shchurata
5. www.city-adm.lviv.ua/mistseve-samovryaduvannya-2/programma-miy-rayon/
6. www.loda.gov.ua/citizen-appeals
7. Євгеній Руденко (2020). Інфраструктура міста: від традицій до нових технологій (City Infrastructure: From Tradition to New Technologies), "Укрінформ".
8. А. В. Танаєва (2018). Оцінка рівня співпраці забудовників з інфраструктурними установами міста, "Наукові праці Державного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна".
9. Карін Л. Вілкінс (2003). Створення партнерств між місцевими школами: Історії успіху (Creating Community School Partnerships: Success Stories, Principal Leadership).
10. Департамент освіти США (1994). Партнерство між школою та громадою: Посібник (School-Community Partnerships: A Guide).
11. Сара Б. Фіарман (2018). Громадські партнерства для покращення шкіл: Уроки з практики (Community Partnerships for School Improvement: Lessons from the Field).
12. Елізабет Крокетт (2007). Зелені дахи: рішення проблем міського середовища (Green Roofs: A Solution to Urban Environmental Problems), "Journal of Environmental Law and Litigation", 41-43.

УДК 691.327.014.13

ВПЛИВ НЕРІВНОМІРНО РОЗПОДІЛЕНИХ ПО ПОПЕРЕЧНОМУ ПЕРЕРІЗУ НАПРУЖЕНЬ НА МІЦНІСТЬ БЕТОНУ ПРИ СТИСКАННІ

Олексій Фенко, канд. техн. наук,

Павло Митрофанов, канд. техн. наук,

Денис Фенко, студент,

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»,

Олександр Крупченко, канд. техн. наук,

Павло Юрко, канд. техн. наук,

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних інструкцій»,

fenko.aleksey@gmail.com.

Вплив структурних власних напружень на міцність бетону розглядався раніше [1]. Подальший аналіз підтвердив неминучість впливу на міцність бетону також і напружень, викликаних нерівномірною по перерізу усадкою (або набуханням). Ці напруження плавно змінюються від поверхні до центру (ядру) зразка і прагнуть депланувати поперечний переріз. Вплив таких напружень на міцність матеріалів (крихкого дюралюмінію) було експериментально підтверджено [2].

Інтенсивність усадки залежить від умов зберігання бетонних зразків. При зберіганні бетонних зразків у повітряно-сухому середовищі усадка починається і інтенсивніше проявляється на поверхні зразка і з часом поступово просувається всередину. При скороченні (за рахунок усадки) розмірів бетону на його поверхні виникають усадкові розтягувальні напруження, які стискатимуть бетон в ядрі (центрі) зразка і створюватимуть умови до появи тріщин на поверхні. На початку навантаження такого зразка стискаючою силою зовнішні шари зразка не будуть стиснуті до величини навантаження, здатного компенсувати в них розтягувальні власні напруження. Внутрішня частина зразка, стиснута власними напруженнями до застосування зовнішньої стискаючої сили, матиме вищі значення напружень, ніж зовнішні шари і тому саме внутрішня частина повинна визначати міцність всього зразка. Однак, внутрішня частина, хоч і перевантажена, але працює в обіймі, створеній менш навантаженими зовнішніми шарами. В результаті такий зразок в цілому повинен витримати більше навантаження, ніж зразок який не має усадкових напружень. Характерно й те, що вплив описаного нерівномірного розподілу власних напружень по поперечному перерізу збігається із впливом структурних власних напружень (викликаних усадкою), що підвищують міцність бетону [1]. Ефект підвищення міцності при висушуванні бетону загальновідомий і підтверджується численними дослідженнями. Продовжуючи аналіз впливу нерівномірно розподілених по поперечному перерізу напружень усадки, можна дійти висновку про можливість зниження з часом міцності бетону.

В описаному вище власному напруженому стані проявляється повзучість бетону в зовнішніх шарах при розтягуванні, а у внутрішній частині при стисканні. Паралельно з цим усадка просувається до внутрішніх шарів і врешті-решт досягає середньої частини зразка. У цей період інтенсивність усадки в зовнішніх шарах знизилася, бетон збільшився в розмірах за рахунок повзучості при розтягуванні власними напруженнями. Внутрішні шари (ядро зразка), продовжуючи скорочуватись від усадки в розмірах, починають стискати зовнішні шари, перебуваючи при цьому в розтягнутому стані. Характерно й те, що цей процес посилюється за рахунок повзучості внутрішньої частини при стисканні у початковий період прояву усадки.

При навантаженні такого зразка стискаючою силою, будуть перевантажені зовнішні шари, що працюють без обійми (як працювали внутрішні шари в ранньому віці бетону), і, природно, зразок зруйнується при меншому навантаженні, ніж зразок без власних напружень. Цей ефект погіршується і релаксацією структурних напружень усадок (за рахунок повзучості розтягнутого цементного каменю), що сприяли підвищенню міцності

бетону. На підставі сказаного можна зробити висновок про неминучість зниження міцності бетону в часі. Цей висновок підтверджується дослідями [3, 4].

У дослідях С.А. Миронова [3] у всіх бетонах (і природного твердіння і термооброблених) спостерігається зниження міцності бетону у часі. Згодом усадка бетону згасає, проявляється релаксація власних розтягувальних напружень всередині (в ядрі) зразка і стискаючих напружень у його поверхневих шарах, зменшується їх різниця (перепад) і, отже, знижується негативний вплив нерівномірного розподілу власних напружень по перерізу на міцність бетону при стисканні. Відбувається своєрідне відновлення (зростання) міцності бетону. Узагальнюючи аналіз впливу усадочних напружень на міцність бетону при стисканні, можна зробити висновки про те, що міцність бетону спочатку повинна зростати, потім може наступати період тимчасового зниження міцності, після чого знову настає зростання міцності. Повторне зниження міцності бетону в деяких групах зразків у віці 12 місяців залежить від властивостей бетону (розмірів заповнювача, якості цементу, водоцементного відношення та ін), а також від умов твердіння та зберігання бетону.

При водонасиченні бетонних зразків проявлятиметься зворотний ефект. Процес водонасичення починається з поверхні зразка, бетон, розширюючись (набухаючи), обумовлює стискаючі власні напруження в зовнішніх шарах і розтягувальні у внутрішній частині. При стисканні такого зразка перевантаженими виявляться зовнішні шари, але вони працюють без "обойми" і зразок почне руйнуватися з поверхні зразка, а "результуюча" міцність виявиться нижче, ніж міцність зразка, що не має згаданих власних напружень. Цей ефект посилюється тим, що структурні власні напруження, викликані водонасиченням, теж знижують міцність бетону при стисканні [1]. У цьому напруженому стані проявляється повзучість стисненого бетону в зовнішніх шарах, і розтягнутого у внутрішній частині зразка, що призводить до часткової релаксації власних напружень. Зниження власних напружень зменшує їх негативний вплив на міцність при стисканні і міцність бетону після тимчасового спаду підвищується.

Подальший процес набухання центральної (внутрішньої) частини зразка створює поле напружень, яке протилежне описаному. Поява такого поля напружень обумовлюється тим, що повзучість бетону на початку водонасичення призвела до скорочення розмірів стисненого бетону в зовнішніх шарах і до збільшення його розмірів у внутрішній частині, а набухання внутрішньої частини ще більше збільшує її розміри, розтягуючи скорочені зовнішні шари. Це призводить до ще більшого підвищення міцності. На цій стадії міцність бетону при стисканні може виявитися вищою за вихідну (до початку водонасичення). Повзучість бетону (стисненого в ядрі і розтягнутого на поверхні зразка) та релаксація власних напружень зменшує їх позитивний вплив, тому міцність бетону поступово зменшуватиметься. Описаний характер зміни міцності бетону на стиск під час його водонасичення підтверджується дослідями різних дослідників, проаналізованими З.М. Цілоسانی [3]. Цікавим є те, що описаний вище вплив водонасичення на міцність при стисканні стосується не тільки бетонів, а його можна поширити і на інші пористі матеріали.

Окремо слід зазначити дослід С.В. Шестоперова та Т.Ю. Любимової [3], в яких досліджувався вплив водонасичення та висушування бетону на його міцність при стисканні. Автори дійшли висновку, що зміни міцності при сушінні і зволоженні зразків безмежно оборотні, тобто виключено вплив додаткової гідратації цементу. Наприкінці слід зазначити, що у вказаних роботах фізична механіка впливу власних напружень на міцність бетону не наводиться і для остаточного вирішення цього питання необхідні як експериментальні, так і теоретичні дослідження.

Список літератури

1. Фенко Г.А. Влияние структурных напряжений на изменение прочности бетона во времени /А.Г. Фенко, Г.А. Фенко//Бетон и железобетон в Украине. – 2002. – №3. – С. 2-6.
2. Фенко О.Г. Вплив власних напружень на міцність матеріалів /О.Г. Фенко, Г.О. Фенко// Ресурсноекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Вип.25. – Рівне: НУВГП, – 2013. – С. 466 – 471.
3. Цілоسانی З.Н. Усадка и ползучесть бетона. – Тбилиси: Мецниереба. – 1979. – 230 с.
4. Chen X. Effect of moisture content on compressive and split tensile strength of concrete / X. Chen, W. Huang, J. Zhou // Indian Journal of Engineering and Materials Sciences. – 2012. – Vol. 19. – P. 427 – 435.

ДО ПИТАННЯ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

Андрій Фесенко *здобувач СО «Магістр»*,

Людмила Циганенко *к.т.н., доцент*

Сумський національний аграрний університет, факультет будівництва та транспорту,
м. Суми, Україна

e-mail: tsyganenkola@ukr.net

Питання енергоефективності будівель, яке починалось як елемент стратегії енергоощадження будівель та споруд країни нараз стало головним компонентом енергетичної безпеки держави та її сталого інноваційного розвитку. Схвалений Урядом Національний план дій з енергоефективності на період до 2030 року ставить за ціль те, що первинне та кінцеве споживання енергії в Україні у 2030 році не повинне перевищувати відповідно 91 468 тис. та 50 446 тис. тон нафтового еквіваленту що повинно призвести до скорочення споживання енергії відносно «Базового сценарію» на 22,3% (первинна енергія) та 17,1% (кінцева енергія).

Відповідно до Закону України «Про енергетичну ефективність будівель» енергоефективні заходи – це будівельні роботи, результатом виконання яких є підвищення теплотехнічних показників огорожувальних конструкцій будівель та/або зменшення показників споживання енергетичних ресурсів інженерними системами. Парадигма, яка має підґрунтя для сталого стратегічного розвитку у будівельній галузі.

І все начебто добре і цілі досяжні, але на етапі моделювання присутні деякі аспекти, які є головними чинниками стримування енергоефективного сценарію.

До сучасних будівельних об'єктів застосовуються підвищені вимоги як до безпеки так і до комфорту, який є суттєво важливим для мешканців приміщень. Забезпечити комфортні умови перебування людини в приміщенні можливо тільки за рахунок комплексного підходу нормалізації параметрів мікроклімату які включають об'ємно - планувальні, виробничо-технологічні, санітарно-гігієнічні та медико- біологічні рішення.

Переважно енергоефективні заходи в першу чергу направлені на утеплення фасадів, підлог, заміни вікон, часткову або повну модернізацію інженерних систем. Багаторічні дослідження показали, що найбільші енергетичні втрати в будинках відбуваються через зовнішні стінові огороження рисунок 1, а та віконні системи рисунок 1, в.



Рисунок 1. Розподіл втрати тепла в будинках

Завдяки цим дослідженням за останні роки спостерігається розуміння та формується тенденція щодо комплексного підходу питання проведення робіт з підвищення енергоефективності конструктивних рішень. Але насправді проблема вирішення проблеми втрати теплової енергії будинків полягає в самих вхідних даних та їх звужене або нечітке розуміння. За основу будь-якого енергоефективного заходу під час аналізу приймається дія, технічного визначення якої не існує – а саме поняття «утеплення будинку».

Логічно та зрозуміло, що всі енергоефективні заходи мають відповідати законам фізики, їх доповнювати або спростовувати, але досі жодним нормативним документом не приведено наукового обґрунтування терміну «утеплення», яким фізичним законом воно описується, та більше того, якщо його застосовувати, то в яку фізичну формулу його можна

підставити для задоволення головного закону енергоефективності, яким в свою чергу є закон збереження енергії.

За визначенням з академічного тлумачного словника утеплення— це дія за розумінням « утеплювати і утеплитися». Утеплювати - робити теплішим, таким, який зберігає тепло. Дослідами встановлено, що п'ятисантиметровий шар пухкого снігу утеплює поверхню ґрунту на 8—10 градусів (Хлібороб України, 12, 1965, 20). Фактично маємо сезонну дію під час холодного періоду року. Тому по відношенню до будівлі доречним застосувати не термін «утеплення», а поняття «оптимізація компенсації енергії на опалення і охолодження».

Життєвий цикл будівлі, відповідно до [4] має складати 50-100 років, застосування при цьому матеріалів, які мають обмежений термін експлуатації від 15-50 років, без реального аналізу, обґрунтування їх використання науково-технічного супроводу будівництва може призвести як до втрати експлуатаційних характеристик конструктиву будівель так і до втрати несучої здатності головних елементів будівлі - фактично на сьогоднішній день при проектуванні будівель та споруд фахівці при обиранні матеріалів спираються лише на сертифікати їх виробників беручи до розрахунку декларовану теплопровідність матеріалів, виміряних в штучно створених лабораторних умовах. Поведінка тих ж самих матеріалів для утеплення будинків в умовах підвищеної вологості (порушення цілісності поверхневого шару з подальшим замоканням, тощо), вплив зміни показників утеплювача на інший-основний шар стінового огороження не приймається до уваги. До того ж використання «недихаючих» оздоблюваних матеріалів або невідповідність поверхні на які вони будуть наноситися якості кінцевого прошарку також порушує систему нормалізації мікроклімату приміщення будівлі.

Інша проблема яка є важливою – це світлопрозорі огорожувальні конструкції. Для підвищення опору теплопередачі здійснюється так зване металеве напилення товщиною 0,08-0,12 мікрон всередині пакету віконної конструкції або заповнення прошарків між склом віконного пакету інертними газами, але при цьому будівля перестає сприймати потрібні для забезпечення мікрокліматичних складових інфрачервоне та ультрафіолетове випромінювання. Інфрачервоне випромінювання, яке потрібне для природнього прогріву приміщень не потрапляє в достатній кількості, ультрафіолетове випромінювання, яке потрібне для природньої боротьби з мікроорганізмами також не потрапляє в достатній кількості.

Фактично будинки стають капсулами зі сприятливим розвитком мікроорганізмів які можуть призвести до погіршення стану людини яка там знаходиться та руйнувати самі матеріали.

Ці всі фактори свідчать про те, що потрібен системний підхід для розв'язання проблемних питань шляхом проведення конкретних досліджень та розрахунків для їх практичної реалізації. Перехід до нової парадигми в галузі створення енергоефективних моделей є неминучим і лежить в площині ввідних даних, за основу яких потрібно брати - оптимізацію компенсації енергії, тепломасообмін, вологообмін, результатом дії яких є комфорт.

Список літератури

1. ДБН В.2.2.5-97 «Захисні споруди цивільного захисту»
2. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд щодо визначення та оцінки їх технічного стану»
3. ДБН В.2.2-41:2019 «Висотні будівлі. Основні положення»
4. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.

УДК 624.132.3

БЕЗТРАНШЕЙНА ПРОКЛАДКА КОМУНІКАЦІЙ: РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Сергій Хачатурян, доцент, канд. техн. Наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Володимир Супонєв, проф., д-р техн. наук

Олег Щербак, доцент, канд. техн. наук

Харківський національний автомобільно-дорожній університет

Без якісного постачання енергоносіїв, води та каналізаційного відведення відходів неможливо уявити сучасне забезпечення життєдіяльності населення, особливо у великих містах. Прокладання нових мереж стає нагальною потребою, викликаною постійним розвитком інфраструктури населених пунктів, широким впровадженням сучасних технологій інформаційного забезпечення, а в умовах воєнного стану та після його закінчення ще й необхідністю проведення відновлюваних робіт.

Викладачами кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва Центральноукраїнського національного технічного університету у співдружності з провідними науковцями України в галузі будівельного та дорожнього машинобудування впродовж останніх десяти років проводяться плідні дослідження, спрямовані на вирішення важливої господарської проблеми, котра полягає в забезпеченні безтраншейного прокладання розподільних інженерних комунікацій в стиснених міських умовах з використанням високоефективних робочих органів і установок статичної дії для утворення горизонтальних свердловин у ґрунті методом проколу.

У стиснених міських умовах для ефективного прокладання та ремонту підземних інженерних комунікацій доцільно використовувати малогабаритне обладнання, котре легко та швидко монтується й у більшості випадків і визначає метод розробку горизонтальної свердловини. Найбільш компактними та простими в експлуатації є установки для статичного проколу ґрунту.

Метод статичного проколу являє собою розробку горизонтальної свердловини шляхом вкорінення в ґрунтовий масив конусного наконечника. Основною перевагою такого методу є те, що конусний наконечник, формуючи свердловину, витісняє ґрунт у боки, чим виключає необхідність вилучення його з вибою. Однак слід відмітити, що радіально витіснений ґрунт із порожнини свердловини створює навколо неї зону структурно-пружних деформацій. Виникає при цьому напруження в ґрунтовому масиві навколо свердловини несе в собі певну небезпеку для близько розташованих раніше прокладених підземних комунікацій, фундаментів будівель і наземних споруд, діяння на котрі може привести до їх пошкодження чи руйнування.

Метою роботи [1] було визначення характеру зміни властивостей ґрунту в найближчому до свердловини просторі при її формуванні. Для досягнення поставленої мети були проведені польові пошукові експериментальні дослідження в умовах реального процесу проколу ґрунту та наступного розширення горизонтальної свердловини. У результаті були виявлені закономірності радіального ущільнення ґрунту при статичному проколі та розширенні свердловини, котрі дещо змінюють уявлення щодо механіки процесів, які відбуваються при цьому в ґрунті навколо свердловини. Зокрема, як експериментально встановлено, в зоні структурних змін у прилеглому до свердловини масиві ґрунту його однорідність відсутня. Різкі стрибкоподібні зміни пористості ґрунту за числом ударів динамічного щільно міра підтверджені візуальним виявленням тріщин у зразках проб масиву ґрунту.

Отримані результати знайшли відображення в теоретичному визначенні значень сил опору ґрунту, які виникають при проколі та розширенні свердловини конусними розширювачами та кільцевими ножами.

Інтенсифікувати процес проколу та розширити можливості ґрунтопроколюючих пристроїв без підвищення величини їх силових і потужносних параметрів дозволяє використання стисненого повітря як мастильного матеріалу для повного усунення чи суттєвого зменшення тертя між боковою поверхнею робочого органу та ґрунтом. При цьому необхідне проведення досліджень з вивчення взаємодії активного робочого органу з ґрунтом в умовах повітряного змащення, праце ємність і обсяг яких може бути значно скорочено завдяки використанню теорії фізичного моделювання та методики багатофакторного експерименту.

З метою вивчення комплексного впливу величини витрат стисненого повітря, діаметру робочого органу, розміру щілини для подачі стисненого повітря, міцності ґрунту на зусилля проколу, в лабораторних умовах було поставлено багатофакторний експеримент з використанням теорії планування екстремальних експериментів [2]. З огляду на відсутність математичних залежностей між зазначеними основними параметрами процесу використовувався метод аналізу розмірностей для встановлення системи критеріїв подоби. У результаті отримано критеріальне рівняння та рівняння регресії, що описує процес проколу ґрунту робочим органом активної дії з повітряним змащенням. Розходження дійсних і отриманих за рівнянням регресії значень зусилля проколу знаходиться, в середньому, в межах 2,5÷3,0%, що свідчить про достатньо високу точність, з якою одержане рівняння описує досліджуване явище.

У процесі проколу ґрунту виникають значні за величиною зусилля опору, для подолання котрих використовуються домкратно-натискні пристрої великої потужності. Зниження енергоємності процесу ґрунту може бути досягнуто за рахунок використання різного роду інтенсифікаторів.

Одним із найбільш перспективних є застосування енергії стисненого повітря для утворення шару газоповітряного змащення між боковою поверхнею конічного ґрунтопроколюючого робочого органу та масивом ґрунту. Визначенню параметрів повітряного змащення ґрунтопроколюючого робочого органу, при котрих досягається максимальне зниження опору ґрунту проколу присвячено роботу [3]. Стосовно до розрахункового ґрунту з числом ударів динамічного щільноміра $S=10\div 12$, діаметру робочого органу $D=0,15\text{ м}$ і кута загострення $2\alpha=50^\circ$ встановлено, що середня величина тиску в мастильному шарі знаходиться в межах 0,668 МПа, а витрати стисненого повітря – 0,1175 м³/хв. Розрахунки показали, що при утворенні шару змащення на межі поверхонь тертя сила опору ґрунту проколюванню може бути знижена в 2,4÷2,6 раза, що дозволяє без підвищення силових параметрів ґрунтопроколюючого пристрою збільшити в 1,55÷1,61 раза діаметр свердловини, що проколюється.

У статті [4] визначено ефективність зниження опору проколу за рахунок використання газоповітряного змащення в залежності від геометричних характеристик робочого органу та фізико-механічних властивостей ґрунту. Аналіз теоретичних залежностей дозволив зробити висновок про те, що при зменшенні коефіцієнту зовнішнього тертя до нуля показник ефективності зниження опору проколу за рахунок використання газового змащення залежить від коефіцієнту зовнішнього тертя та кута загострення робочого органу. Із зростанням коефіцієнту зовнішнього тертя показник ефективності підвищується, а при збільшенні кута загострення робочого органу показник ефективності знижується; діаметр основи конічного робочого органу не впливає на величину показника ефективності.

Завдання подальших досліджень безтраншейного прокладання інженерних комунікацій полягають у такому:

1. Дослідження закономірності процесів взаємодії з ґрунтом та створення наконечників робочих органів, які забезпечують керованість і мінімальні енергетичні витрати процесів утворення порожнин у ґрунті статичними методами.
2. Дослідження закономірностей процесів формування горизонтальних свердловин спеціальним землерийним обладнанням статичної дії.
3. Розробка методологічних основ створення мінімально енергоємних робочих органів для формування комунікаційних порожнин у ґрунті методами проколу.

4. Розробка алгоритму вибору типу робочого обладнання відповідно до обраної технології.

Список літератури

1. Супонев, В.Н., Олексин, В.И., Хачатурян, С.Л. Исследование процесса изменения состояния грунта вокруг горизонтальной скважины при её разработке методом статического прокола / В.Н. Супонев, В.И. Олексин, С.Л. Хачатурян // Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету. Вип. 73. Харків: ХНАДУ. 2016. – С. 202-205.
2. Хачатурян С.Л. Фізичне моделювання та багатофакторний експеримент для визначення зусилля проколювання робочим органом активної дії / С.Л. Хачатурян // Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. Вип. 1. Полтава: ПНТУ. 2013. – С. 237-242.
3. Хачатурян, С.Л. Визначення параметрів повітряного змащення робочих органів пристроїв для проколювання ґрунту / С.Л. Хачатурян // Конструювання, виробництво та експлуатація сільськогосподарських машин: загальнодерж. міжвід. наук.-техн. зб. – Кіровоград: КНТУ, 2012. – Вип. 42, ч. 2. – С. 152-157.
4. Руднев, В.К., Супонев, В.М., Хачатурян, С.Л. Ефективність використання газового змащення при проколюванні ґрунту / ВК Руднев, ВМ Супонев, СЛ Хачатурян // Энергосбережение. Энергетика. Энергоаудит. – Харків: Національний технічний університет «Харківський політехнічний інститут», 2013. – Вип. 2(108). – С. 2-6.
5. Мінгальов, В., Хачатурян, С. Прокладання інженерних комунікацій безтраншейним способом / В. Мінгальов, С. Хачатурян // Автоматика, комп'ютерно-інтегровані технології та проблеми енергоефективності в промисловості і сільському господарстві (АКИТ-2022): Матеріали міжнародної науково-технічної конференції. – Кропивницький: ПП «Ексклюзив-Систем», 2022. – С. 238-239.
6. Хачатурян, С.Л., Настоящий, В.А. Интенсификация прокола грунта рабочими органами газодинамического действия / С.Л. Хачатурян, В.А. Настоящий // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. Том 1. – Пермь: Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Пермский национальный исследовательский политехнический университет», 2014. – С. 246-247.
7. Хачатурян, С.Л., Хачатурян, О.С. Аналіз ефективності безтраншейних технологій / С.Л. Хачатурян, О.С. Хачатурян // Соціально-економічний розвиток в умовах євроінтеграції / Матеріали XLVIII Міжнародної науково-практичної конференції, Чернівці, 15-16 листопада 2016 р. – Т. 1. – Київ: Науково-видавничий центр «Лабораторія думки», 2016. – С. 19-21.
8. Хачатурян, С.Л. Утворення свердловин пристроєм статичної дії з конічним робочим органом / С.Л. Хачатурян // Наука та інновації / Матеріали XXXIV Міжнародної науково-практичної конференції «Сучасна проблематика наукових досліджень», Чернівці, 15-16 лютого 2016 р. – Київ: Науково-видавничий центр «Лабораторія думки», 2016. – С. 4-6.
9. Хачатурян, С.Л. Визначення основних параметрів ґрунтопроколюючого робочого органу з повітряним змащенням / С.Л. Хачатурян // Проблеми розвитку дорожньо-транспортного і будівельного комплексів: Збірник статей і тез міжнар. наук.-прак. конф., 03-05 жовтня 2013 р. – Кіровоград, ПП «Ексклюзив-Систем», 2013. – С. 130-133.

ДОСЛІДЖЕННЯ МЕХАНІКИ РУХУ ЦЕМЕНТНОЇ АЕРОСУМІШІ В ЕЖЕКТОРНИХ ПНЕВОТРАНСПОРТНИХ ВІБРАЦІЙНИХ УСТАНОВКАХ З УРАХУВАННЯМ ІНТЕГРАЛЬНОГО КОЕФІЦІЄНТУ ОПОРУ ПРИ РОЗВАНТАЖЕННІ

Володимир Вас. Яцун доцент, канд. техн. наук,
Центральноукраїнський національний технічний університет
Сергій Пономаренко науковий співробітник, канд.техн.наук
Інститут геотехнічної механіки НАН України

Актуальність проблеми до питання руху аеросуміші в ежекторних пневмотранспортних установках заключається в теоретичному і експериментальному дослідженні фізичної картини взаємодії несучого середовища і матеріалу, що транспортується. Опис процесу руху аеросуміші досить складна задача, навіть в тому випадку, коли до початку проектування пневмотранспортних установок попередньо на моделях конструкцій проводились лабораторні дослідження.

Одним з важливих параметрів процесу пневмотранспортування двохфазних потоків являється швидкість переміщення сипкого матеріалу. Визначення швидкості потрібне для розрахунків гідравлічного опору, щільності потоку і інших характеристик пневмотранспортування. Дослідженню швидкості матеріалу приділяється значна увага як вітчизняних так і зарубіжних вчених, однак до цього часу, в зв'язку зі складністю явищ, що мають місце при передачі енергії дисперсним частинкам, не розкриті її основні закономірності.

До питання визначання впливу різних факторів на значення швидкості транспортування в теоретичному і експериментальному напрямках присвячено багато досліджень, які виконуються з метою отримання інженерної залежності, яка б достовірно описувала зону мінімальних енерговитрат при переміщенні сипких матеріалів в транспортних трубопроводах.

В ЦНТУ спільно лабораторією “Геодинамічних систем і вібраційних технологій” ІГТМ НАН України проведені роботи з створення пневмотранспортних установок з використанням ежекторних пристроїв, які дозволяють знизити енерговитрати на транспортування сипкого матеріалу за рахунок використання енергії повітря, що ежектуються з атмосфери. Однак, як показали експериментальні дослідження її промислова експлуатація установок даного типу, при незмінних енерговитратах довжину транспортного трубопроводу можливо збільшувати лише до визначеної межі. Подальше нарощування стана транспортного трубопроводу призводить до утворення закупорки трубопроводу сипким матеріалом і виникненню зворотних потоків аеросуміші. Тому однією з головних задач теоретичних і експериментальних досліджень є отримання критеріальної залежності для опису механізму руху аеросуміші по трубопроводу з ежектуванням повітря з атмосфери з урахуванням всіх видів опору.

В результаті математичних перетворень рівнянь, що описують рух аеросуміші по горизонтальному трубопроводу в ежекторних пневмотранспортних установках, отримано наступну залежність:

$$V^2 = \left\{ \frac{\rho_1 f \cdot (1-\alpha)}{2 \rho_2^3 f^2 \cdot (1-\alpha^3)^2} \cdot \left[\frac{2 \cdot (P^0 - P^0)}{\rho_3 \cdot \left(\frac{L^3}{K_{об}} + \xi \right)} \right]^2 - \frac{\rho_1 f V^3}{2 \rho_2^2 \cdot (1-\alpha)^2} \right\}^{\frac{1}{3}}$$

де V_1, ρ_1, V_2, ρ_2 - швидкість і щільність відповідно ежектуючого і ежектуємого потоків повітря;

$\rho_3, P_3^0, P_к^0$ - щільність і повний тиск повітряного потоку, відповідно, на початку транспортного трубопроводу і на виході з нього;
 f_1, f_2, f_3 - площі перерізів, відповідно кільцевої щілини ежектора, завантажувальної ділянки установки і транспортного трубопроводу;
 α_2, α_3 - коефіцієнти заповнення сипким матеріалом відповідних перерізів;
 l, d - довжина і діаметр трубопроводу;
 $K_{об}$ - інтегральний коефіцієнт опору, що визначається як:

$$K_{об} = \lambda + \xi_{cp} \cdot \varphi^2 \cdot \mu$$

де λ - коефіцієнт опору руху для чистого повітря;
 ξ_{cp} - середнє значення коефіцієнта аеродинамічного опору матеріалу;
 φ - коефіцієнт відносної швидкості руху аеросуміші;
 μ - масова концентрація аеросуміші.

Отримана критеріальна залежність дозволяє описати процес руху аеросуміші по горизонтальному трубопроводу в нормальному режимі з ежекуванням повітря з атмосфери ($V_2 > 0$), момент закінчення ежекції ($V_2 = 0$) і виникнення зворотного потоку аеросуміші ($V_2 < 0$). При цьому значення максимально можливої довжини транспортного трубопроводу, перевищення якої призводить до утворення закупорок, виникненню зворотних потоків і викидів сипкого матеріалу через завантажувальну воронку дорівнює:

$$l_{max} = \frac{d}{K_{об}} \cdot \left\{ \frac{2 \cdot (P_к^0 - P_3^0)}{\rho \cdot V_3} \cdot \left[\frac{f_1 \cdot (1 - \alpha_2)}{f_2} \right] \right\} - \xi_{cp}$$

Вищенаведена критеріальна залежність розкриває умови закупорки трубопроводу, з якої для різних витрат повітря визначається мінімально допустима швидкість в залежності від ефективного коефіцієнта тертя.

Результати досліджень можуть бути використані при створенні і удосконаленні пневмотранспортних ежекторних машин, окремих агрегатів установок і робочих органів, що застосовуються в технологічних операціях фасування цементу, хімічній і харчовій промисловості, виробництві будівельних матеріалів і т.п.

Список літератури

- 1 Потураєв В.Н., Волошин А.І., Пономарьов Б.В. Вібраційно-пневматичне транспортування сипких матеріалів. - Київ: Наук. думка, 1989. - 248 с.
- 2 Дослідження механіки руху кускових матеріалів на розгінних ділянках у вібротранспортних установках циклічної дії / Волошин А.І., Пономарьов Б.В., Яцун В.В. // Вібраційні ефекти в процесах видобутку і переробки мінеральної стровини : Зб. Наукових праць ІГТМ НАН України – Киев : Наук. думка, 1991. – с. 142-149
- 3 Tsuji Y., Morikawa Y., Tanaka L. Numerical simulation of gas-solid two-phase flow in a two-dimensional horizontal channel // Int. J. Multiphase Flow. – 2016. – 13, N 5. – P. 671-684.
- 4 Nozad I., Carboneell R.G., Whitaker S. Heat conduction in multiphase systems. – I. Theory and experiment for two-phase systems // Chem. Eng. Sci. – 2018. – 40, N 5. – P. 843-855.

КАФЕДРА БУДІВЕЛЬНИХ, ДОРОЖНІХ МАШИН І БУДІВНИЦТВА

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ

**Міжнародної науково-технічної on-line конференції
ПРОБЛЕМИ БУДІВЕЛЬНОГО
ТА ТРАНСПОРТНОГО КОМПЛЕКСІВ
PROBLEMS IN CONSTRUCTION
AND LOGISTICS INDUSTRIES**

Конференція присвячена 50-річчю
кафедри будівельних, дорожніх машин і
будівництва
Центральноукраїнського національного технічного
університету

23–24 травня 2023 року

Матеріали доповідей надруковано в авторській редакції.

Відповідальний за випуск В.А. Настоящий
Комп’ютерний набір і верстка – В.В.Дарієнко. Підписано до публікації 24.05.2023р.
Електронне видання.

м. Кропивницький 2023