



ВСЕУКРАЇНСЬКА СТУДЕНТСЬКА
НАУКОВО-ПРАКТИЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ

ДОСВІД ВПРОВАДЖЕННЯ У НАВЧАЛЬНИЙ ПРОЦЕС СУЧАСНИХ КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ



ЦНТУ

кафедра БДМБ

Кропивницький 2020

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ

**II ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ СТУДЕНТСЬКОЇ НАУКОВО-ПРАКТИЧНОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ**

**“ДОСВІД ВПРОВАДЖЕННЯ У НАВЧАЛЬНИЙ ПРОЦЕС СУЧАСНИХ
КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ”**

29-30 жовтня 2020 року

Матеріали доповідей надруковано в авторській редакції.

Відповідальна за випуск: Красота Г.С.

**Підписано до друку 20.10.2020
Ум друк.арк. 9,8125. Тираж 80 прим**

**©МОВ ЦНТУ, м.Кропивницький, пр.Університетський, 8.
Тел. 55-10-49**

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

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ

II Всеукраїнської студентської науково-практичної конференції

**“ДОСВІД ВПРОВАДЖЕННЯ У НАВЧАЛЬНИЙ ПРОЦЕС СУЧАСНИХ
КОМП’ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ”**

29-30 жовтня 2020 року

м. Кропивницький

Збірник матеріалів II Всеукраїнської студентської науково-практичної конференції “Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій”. - Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – 194 с.

ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ КОМІТЕТ КОНФЕРЕНЦІЇ

Голова: Левченко О.М.—д-р. екон. наук, проф., проректор з наукової роботи Центральноукраїнського національного технічного університету;

Заступник голови: Настоящий В.А., канд. техн. наук, проф., зав. кафедри БДМБ Центральноукраїнського національного технічного університету.

Члени оргкомітету:

Яцун В.В., канд. техн. наук, доц., декан факультету будівництва та транспорту Центральноукраїнського національного технічного університету;

Хачатурян С.Л., канд. техн. наук, доц. кафедри БДМБ Центральноукраїнського національного технічного університету;

Дарієнко В.В., канд. техн. наук, доцент. кафедри БДМБ Центральноукраїнського національного технічного університету;

Пашинський В.А., д-р техн. наук, проф. кафедри БДМБ Центральноукраїнського національного технічного університету;

Довченко П.І., академік Академії будівництва України, генеральний директор ТОВ «Проектно-вишукувальний інститут «Агропроект»;

Тихий А.А. канд. техн. наук, доц., голова ради молодих вчених Центральноукраїнського національного технічного університету;

Щербак О.В. канд. техн. наук, доц., науковий керівник СНТ Харківського національного автомобільного університету;

Нестеренко М.М., канд. техн. наук, доц., голова ради молодих вчених навчально-наукового інституту інформаційних технологій та механотроніки (м. Полтава)

Григор Н.В., керівник МОВ Центрально українського національного технічного університету;

Царенко І.О. ст. викладач кафедри «Економіки, менеджменту та комерційної діяльності».

Редакційна колегія: Настоящий В.А., к.т.н., проф. (відповідальний редактор); Пашинський В.А., д.т.н., проф. (заст. відп. редактора); Дарієнко В.В., к.т.н., доц. (відповідальний секретар); Яцун В.В., к.т.н., доц.; Лізунков О.В., к.т.н., доц., Скриннік І.О., к.т.н., доц.

Адреса редакційної колегії: 25006, м. Кропивницький, пр. Університетський, 8, Центральноукраїнський національний технічний університет, тел.: (0522) 390-471, 551-049, e-mail: kbrmb@kntu.kr.ua

Відповідальна за випуск: Красота Г.С.

Збірник містить матеріали II Всеукраїнської студентської науково-практичної конференції “Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій”, що відбулась 29-30 жовтня 2020 року на базі кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва Центральноукраїнського національного технічного університету.

Матеріали збірника надруковано у авторській редакції.

ЗМІСТ

Набок О.М., Яцун В.В., Настоящий В.А. ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» В МАГІСТЕРСЬКІЙ КВАЛІФІКАЦІЙНІЙ РОБОТІ ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ КОНСТРУКЦІЇ МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ БУДІВЛІ ПУНКТУ СЕРВІСНОГО ОБЛУГОВУВАННЯ ВОДІВ ТА ПАСАЖИРІВ АВТОТРАНСПОРТУ В СЕЛИЩІ НОВЕ М. КРОПИВНИЦЬКИЙ.....	5
Звенигородська О.П., Яцун В.В., Настоящий В.А. ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» В МАГІСТЕРСЬКІЙ КВАЛІФІКАЦІЙНІЙ РОБОТІ ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЇ АЗК ПО ВУЛ. НЕЧАЯ В М. ВІННИЦЯ	10
Довжук О.С., Бондаренко В.О., Джирма С.О. ВИКОРИСТАННЯ ПРОГРАМНИХ ЗАСОБІВ В МАГІСТЕРСЬКІЙ КВАЛІФІКАЦІЙНІЙ РОБОТІ ДЛЯ АНАЛІЗУ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМАЦІЙНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТУ АВТОМОБІЛЬНОЇ ДОРОГИ.....	18
Ананко Л.О., Плотнікова І.П., Пашинський В.А. ОЦІНЮВАННЯ ПОКАЗНИКІВ ТЕПЛОВОЇ НАДІЙНОСТІ ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ.....	23
Бурківська А.О., Пашинський В.А. УРАХУВАННЯ НАПРЯМКУ ВІТРУ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ СТАЛЕВИХ КОЛОН КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ	26
Глуценко Р.М., Пашинський В.А. ОПТИМІЗАЦІЯ БАЛКОВИХ КЛІТОК УСКЛАДНЕНОГО ТИПУ.....	30
Потсєв І.С., Пашинський В.А. ТЕХНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТА ОБЛАСТІ РАЦІОНАЛЬНОГО ВИКОРИСТАННЯ БІСТАЛЕВИХ БАЛОК.....	34
Прокопенко Д.С., Семко В.О. ТЕРИТОРІАЛЬНЕ РАЙОНУВАННЯ СТАТИСТИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК РІЧНИХ МАКСИМУМІВ СНІГОВОГО ТА ВІТРОВОГО НАВАНТАЖЕНЬ.....	37
Солдатов С.О., Семко В.О. МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ КЛІМАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ ЗА ДАНИМИ ЛОКАЛЬНОЇ МЕРЕЖІ МЕТЕОСТАНЦІЙ.....	40
Шутов С.О., Пашинський М.В. НОРМУВАННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ЗНАЧЕНЬ КЛІМАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ЛІНІЇ ЕЛЕКТРОПЕРЕДАЧ.....	44
Швидкий О.М., Пашинський В.А. ВПЛИВ РОЗРАХУНКОВИХ ПАРАМЕТРІВ НА МЕТАЛОЄМНІСТЬ СТАЛЕВИХ БАЛОК ПОКРІВЛІ.....	48
Гриценко П.В., Рябошапченко О.В., Джирма С.О. ТЕХНОЛОГІЯ УСТАНОВКИ ВІКОН З ПХВ В ТРЬОХШАРОВИХ ЦЕГЛЯНИХ СТИНАХ ЖИТЛОВИХ І ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ.....	52
Пірожніков В.С., Семко В.О., Джирма С.О. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПЛАСТИЧНОГО ШАРНІРУ НА ЕКОНОМІЮ АРМАТУРИ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РИГЕЛІВ ПРОМИСЛОВИХ І ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ.....	58
Пригорницький А.І., Хачатурян С.Л. ОСНОВНІ ПРИЧИНИ ТА СПОСОБИ ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЯКІ ПІДДАЮТЬСЯ ЗГИНУ.....	62
Комаха В.В., Хачатурян С.Л. ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ СТАТИЧНИМ ВДАВЛЮВАННЯМ ПАЛЬ.....	64
Соловійов М.М., Хачатурян С.Л. АНАЛІЗ МАТЕМАТИЧНОЇ МОДЕЛІ АКАДЕМІКА В.П. ГОРЯЧКІНА ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ СИЛИ ТЯГИ ПЛУГА.....	66
Медведь М.В., Хачатурян С.Л. ОГЛЯД АВТОМАТИЗОВАНИХ СИСТЕМ ПРОЕКТУВАННЯ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ.....	68
Майстренко К.М., Портнов Г.Д. СТВОРЕННЯ БАЗИ ПАРАТМЕРІЗАЦІЇ БАЛОК НАСТИЛУ БАЛОЧНОЇ КЛІТКИ.....	70
Некрутенко О.О., Портнов Г.Д. ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ПЕРЕРІЗІВ ЗВАРНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК.....	72
Некрутенко Т.Г., Портнов Г.Д. ТАБЛИЧНА ПАРАТМЕРІЗАЦІЯ ПЕРЕРІЗІВ ЗВАРНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК.....	74

Комаров М.В., Портнов Г.Д. <i>ВИБІР СТИКОВИХ ВУЗЛІВ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК</i>	77
Іванов Ю.Ю., ст. гр. БІ-19М <i>ДОСЛІДЖЕННЯ ЗМІНИ ДЕФОРМАЦІЙНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ СТРІЧКОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ПІСЛЯ ЗМІЦНЕННЯ ЩЕБЕНЕВИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ</i>	80
Дорофєєв Ю.К., ст. гр. БІ-19МЗ <i>ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЛОКАЛЬНОГО ПОСИЛЕННЯ З'ЄДНАНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ</i>	83
Несуц К.Г., ст. гр. БІ-19М <i>ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ АГРЕСИВНОГО СЕРЕДОВИЩА НА МІЦНІСТЬ КОМПОЗИТНИХ З'ЄДНАНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ</i>	85
Рудюк С.О., ст. гр. БІ-19М <i>ПІДВИЩЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ НАДІЙНОСТІ БЕТОНІВ АРМОВАНИХ ПОЛІПРОПЛЕНОВИМИ ОЛОКНАМИ</i>	88
Сокур В.В., ст. гр. БІ-19М <i>ДОСЛІДЖЕННЯ СПІЛЬНОЇ РОБОТИ АРМАТУРИ РІЗНОГО ПРОФІЛЮ ТА БЕТОНУ</i>	90
Марченко О.М., Карпушин С.О., Пантелєснко В.І. <i>КОНСТРУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ ЛАБОРАТОРНОГО ОБЛАДНАННЯ ДЛЯ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСУ ВИТРАМБОВУВАННЯ КОТЛОВАНІВ ПІД ФУНДАМЕНТИ</i>	92
Бугаєнко В.О., Валантіс О.Б., Карпушин С.О. <i>СТРУКТУРНО-ЛОГІЧНА СХЕМА ПРОЕКТУВАННЯ КОРПУСУ ПІДЗЕМНОЇ СПОРУДИ З ҐРУНТОЦЕМЕНТУ</i>	95
Харатян Н.С., Хачатурян С.Л. <i>ПРО ВЗАЄМНИЙ ВПЛИВ ФУНДАМЕНТІВ СУСІДНІХ БУДІВЕЛЬ І НЕГАТИВНЕ ТЕРТЯ НА БОКОВІЙ ПОВЕРХНІ ПАЛЬ</i>	101
Годунко О.Ю., Чеканова А.І., Джирма С.О. <i>ТЕХНОЛОГІЯ ВИКОНАННЯ РОБІТ ПО УСУНЕННЮ ТРІЩИН В КОНСТРУКЦІЯХ З БЕТОНУ І ЗАЛІЗОБЕТОНУ</i>	104
Даниленко І.О., Пантелєснко В.І., Карпушин С.О. <i>СПЕЦІАЛІЗОВАНЕ ОБЛАДНАННЯ ДЛЯ ЗВЕДЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ</i>	109
Колєсник В.А., Карпушин С.О. <i>АНАЛІЗ ТИПІВ ПОКРІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ УМОВ РЕКОНСТРУКЦІЇ МАЛОПОВЕРХОВОЇ ПРИВАТНОЇ ЗАБУДОВИ</i>	113
Кувшинов О.С., Плотніков О.А., Дарієнко В.В. <i>ХАРАКТЕРИСТИКА ІСНУЮЧИХ СПОСОБІВ ПІДСИЛЕННЯ ВНУТРІШНІХ СТІН</i>	115
Ситник Д.О., Плотніков О.А., Дарієнко В.В. <i>АДГЕЗІЙНА МІЦНІСТЬ ПОЛІМЕРНОГО ПОКРИТТЯ ПІДЛОГ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД ТЕХНОЛОГІЇ ОБРОБКИ ОСНОВИ</i>	118
Захаренко А.Г., Масленко О.С., Дарієнко В.В. <i>ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУКЦІЇ ЄМНІСНИХ СПОРУД ВОДОПОСТАЧАННЯ</i>	120
Гурін К.В., Портнов Г.Д., Скриннік І.О. <i>СПОСОБИ ДІАГНОСТИКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД</i>	124
Заболотний О.С., Скриннік І.О. <i>ВПЛИВ СКЛАДУ І РОЗМІРІВ ЗРАЗКІВ З ЦЕМЕНТНО-ПІЩАНОГО РОЗЧИНУ НА ЇХ ПАРПРОНИКНІСТЬ</i>	126
Кирилюк В.О., Сриннік І.О. <i>ХАРАКТЕРИСТИКА ПІСКУ ЯК МАТЕРІАЛУ ДЛЯ ВИРОБНИЦТВА БЕТОНУ</i>	128
Машин А.В., Скриннік І.О. <i>ДОСЛІДЖЕННЯ УМОВИ ВОЛОГООБМІНУ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ З НАВКОЛИШНІМ СЕРЕДОВИЩЕМ</i>	130
Голуб В.В., Хачатурян О.С. <i>МЕНЕДЖЕРСЬКА ЕТИКА НОВОВВЕДЕНЬ У БУДІВНИЦТВІ</i>	133

Скриннік І.О., Джурма С.О. ПЕРСПЕКТИВИ ТЕХНОЛОГІЙ ЗВЕДЕННЯ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД НА РИНКУ БУДІВНИЦТВА.....	135
Скриннік І.О., Джурма С.О. УДОСКОНАЛЕННЯ ТА АНАЛІЗ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВНИЦТВА ПРИ БЕТОНУВАННІ ТА ЗВЕДЕННІ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД.....	136
Скриннік І.О. ДОСЛІДЖЕННЯ БУДІВЕЛЬНОЇ ТЕХНОЛОГІЇ ПРИ ПЕРЕНОСІ ТЕПЛОТИ ВІД КАСКАДУ ДО ШАРУ БУДІВЕЛЬНОГО МАТЕРІАЛУ В КИПЛЯЧОМУ ШАР.....	138
Кобзар О.М., Пантелесенко В.І. Карпушин С.О. МОДЕЛЬ ВЗАЄМОДІЇ З СЕРЕДОВИЩЕМ СИСТЕМИ «МОЛОТ-НАГОЛОВНИК-ОБОЛОНКА-ГРУНТ».....	140
Яковець І.В., Стороженко В.С., Карпушин С.О. ПРОБЛЕМИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПЕРЕРОБКИ ВІДПРАЦЬОВАНИХ АВТОМОБІЛЬНИХ ШИН В УМОВАХ КІРОВОГРАДСЬКОЇ ОБЛАСТІ.....	142
Тихий А.А., Марченко А.К. ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНИХ СИСТЕМ НАВІГАЦІЇ ПРИ СКЛАДАННІ ЕКОЛОГІЧНИХ КАРТ.....	147
Яцун В.В., Горпинченко О.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ДОДАТКІВ-МОДИФІКАТОРІВ НА ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНІВ ПРИ ЗВЕДЕННІ ПРОМИСЛОВИХ ОБЄКТІВ ТА ПОРУД.....	149
Тихий А.А., Діброва А.О. ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ СУПУТНИКОВИХ НАВІГАЦІЙНИХ СИСТЕМ GPS ПРИ ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБОТАХ НА БУДІВНИЦТВІ.....	153
Тихий А.А., Ковальова С.М. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ БУРОІНСКЦІЙНИХ ПАЛЬ ДЛЯ ГРУНТІВ З РЕОЛОГІЧНИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ.....	155
Тихий А.А., Брагар В.А., Павлова Т.М. РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТНИХ ПЛИТ ДЛЯ ОСНОВИ ЗІ ЗМІННОЮ ЖОРСТКІСТЮ.....	157
Тихий А.А., Гаврик В.Р., Андрейченко Т.О. ПІДВИЩЕННЯ МІЦНОСТІ ЗВАРНИХ З’ЄДНАНЬ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ.....	159
Прядка К.В., Книш С.В., Карюк А.М. ПОРІВНЯННЯ ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ НА РІВНИННІЙ ТА В ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ.....	162
Боровік А.Є., Лізунков О.В., Сідей В.М. АНАЛІЗ ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ПРОЦЕСІВ РУЙНУВАННЯ ТА ТРАНСПОРТУВАННЯ ГРУНТІВ ШНЕКОВИМИ РОБОЧИМИ ОРГАНАМИ.....	164
Кругловська Ю., Джурма С.О. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТУ АВТОМОБІЛЬНОЇ ДОРОГИ.....	169
Миронюк В.С., Ломакін В.М. ІНТЕНСИФІКАЦІЯ ТЕПЛО-МАСООБМІННИХ ПРОЦЕСІВ В ТЕХНОЛОГІЇ ПЕРЕРОБКИ ВІДХОДІВ ЗАГОТІВЕЛЬНОЇ БАЗИ БУДІВЕЛЬНОГО МАШИНОБУДУВАННЯ.....	173
Баркар А.А., Ломакін В.М. ЗАСТОСУВАННЯ СИСТЕМИ КОМП’ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ТЕПЛОВИХ ПРОЦЕСІВ LVMFlow ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ТЕХНОЛОГІЙ В БУДІВЕЛЬНОМУ МАШИНОБУДУВАННІ.....	174
Снитка І.В., Деркач Т.М. ТЕХНОЛОГІЇ ІНТЕЛЕКТУАЛЬНИХ ОБЧИСЛЕНЬ.....	176
Тараненко Р.В., Дмитренко Т.А. 3D-ДРУК ТА СФЕРА ЙОГО ЗАСТОСУВАННЯ.....	178
Ісак В.Г., Безкоровайний О.С., Нестеренко М.М., Орисенко О.В. МОДЕЛЮВАННЯ ПОТОКІВ ВИХЛОПНИХ ГАЗІВ В ГЛУШНИКАХ АВТОМОБІЛІВ.....	180
Носик В.М., Пукалов В.В. ВИКОРИСТАННЯ ПАКЕТУ ПРИКЛАДНИХ ПРОГРАМ MATHCAD В КУРСІ ОПОРУ МАТЕРІАЛІВ.....	182
Щербина Д.В., Білов О.М., Тихий А.А. ВРАХУВАННЯ КРИВИЗНИ ПОВЕРХНІ ПРИ ГЕОДЕЗИЧНИХ РОЗБИВОЧНИХ РОБОТАХ НА БУДІВНИЦТВІ.....	183

Волков В.В., ст. гр. БІ-18М ПІДВИЩЕННЯ ЯКОСТІ ТА ДОВГОВІЧНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ З БЕТОНУ ШЛЯХОМ ГІДРОФОБІЗАЦІЇ.....	185
Терещенко М.С., Ільченко В.В. УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДУ ОЦІНЮВАННЯ СТІЙКОСТІ ПОВЕРХНЕВОЇ ОБРОБКИ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ.....	188
Джирма С.О., Скриннік І.О. ТЕХНОЛОГІЯ ЗВЕДЕННЯ МОНОЛІТНИХ БУДІВЕЛЬ ЗА ДОПОМОГОЮ НЕЗНІМНОЇ ОПАЛУБКИ VELOX (ВЕЛОКС).....	190
Джирма С.О., Скриннік І.О. ТЕХНОЛОГІЯ ЗВЕДЕННЯ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ ІЗ 3D ПАНЕЛЕЙ.....	192

УДК 633.853.32.

**ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» В МАГІСТЕРСЬКІЙ
КВАЛІФІКАЦІЙНІЙ РОБОТІ ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ КОНСТРУКЦІЇ
МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ БУДІВЛІ ПУНКТУ СЕРВІСНОГО
ОБЛУГОВУВАННЯ ВОДІЇВ ТА ПАСАЖИРІВ АВТОТРАНСПОРТУ В
СЕЛИЩІ НОВЕ М. КРОПИВНИЦЬКИЙ**

О.М. Набок, магістрант гр. БІ 19 МЗ

В.В.Яцун канд.техн. наук, доцент

В.А. Настоящий, канд.техн. наук, професор

Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала в використанні САПР «Solid works 2017» для комп’ютерного моделювання напружено-деформаційного стану та обґрунтованого визначення оптимальних параметрів елементів конструкції металевого каркасу пункту сервісного обслуговування водіїв та пасажирів автотранспорту в селище Нове м. Кропивницький, наведеного на рис.1



Рисунок 1 - Металевий каркас пункту сервісного обслуговування водіїв та пасажирів автотранспорту в селище Нове м. Кропивницький

З метою встановлення оптимальних параметрів металевого каркасу будівлі та навісу при збереженні габаритних розмірів та дизайнерської привабливості пункту сервісного обслуговування водіїв та пасажирів автотранспорту був виконаний збір навантажень та комп’ютерне моделювання в середовищі САПР «Solid works 2013» для дослідження напружено-деформаційного стану.

Аналіз результатів досліджень показав, що конструкція перехідного навісу значно недонапружена, а профіль балок перехідного навісу може бути замінений на профіль меншого перерізу.

Для більш детального аналізу окремих елементів моделі та визначення напружень матеріалу в окремих точках застосовувався інструмент «Зондування» (рис.2).

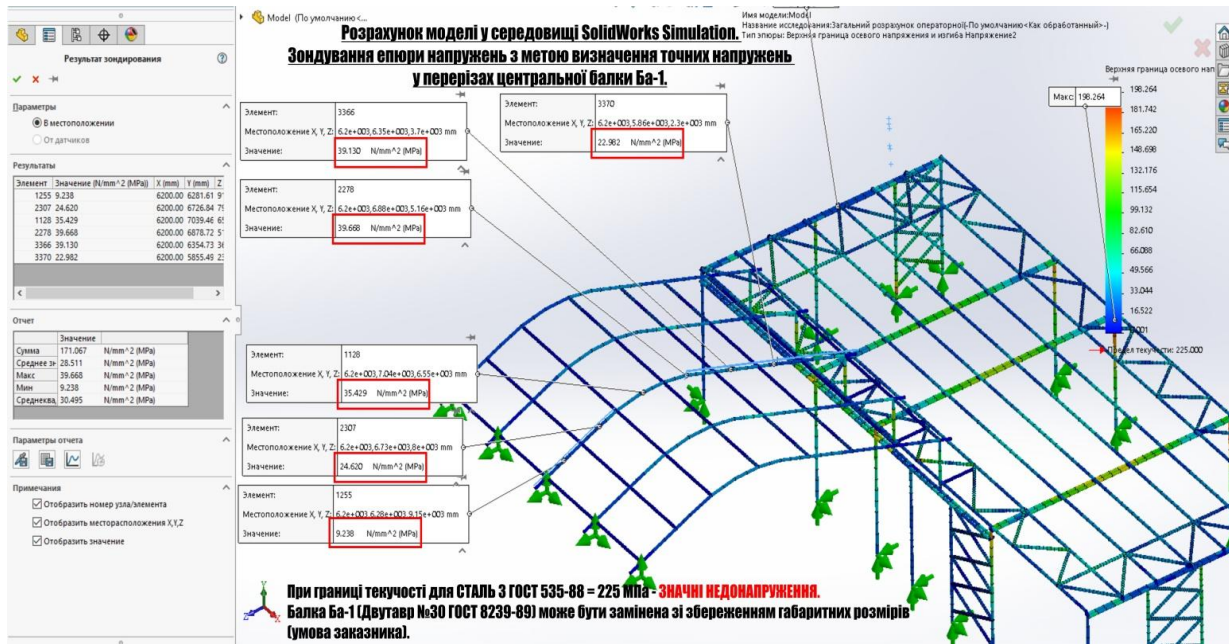


Рисунок 2 - Зондування балки перехідного навісу

Було обрано 6 довільних точок у найбільш навантаженій центральній балці перехідного навісу. По результатам зондування видно, що найбільше напруження становить 40 Мпа. Графік розподілення навантажень наведено на рис.3.

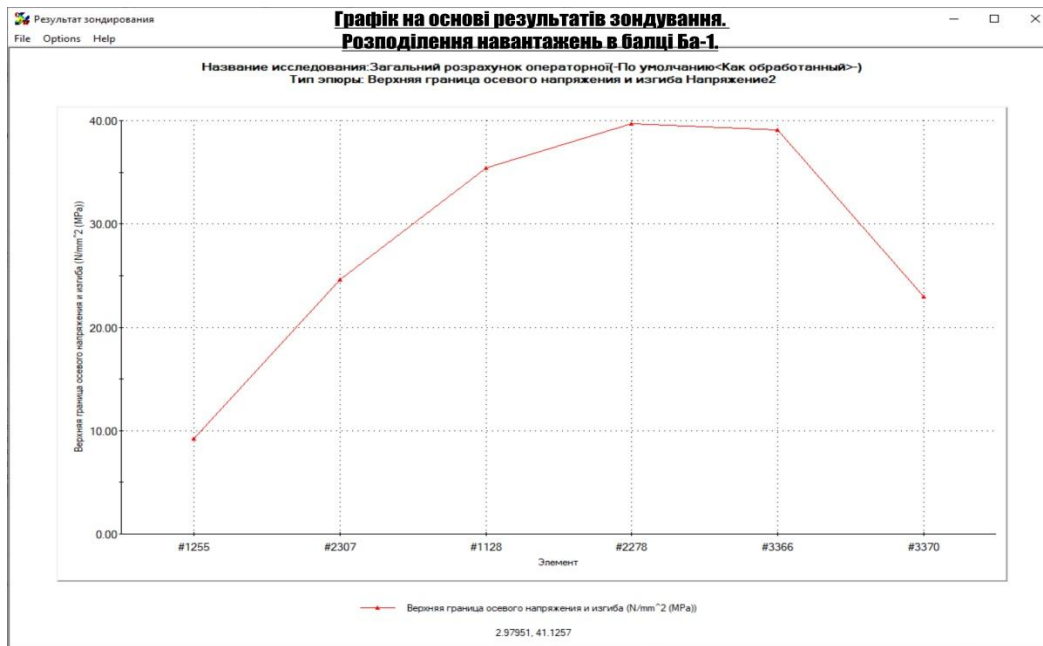


Рисунок 3 - Графік розподілення навантажень в балці перехідного навісу

Таким чином профіль балки перехідного навісу може бути замінений на профіль меншого перерізу. Виходячи з умови щодо збереження дизайнерського задуму та габаритів балки було вирішено перейти від сортаментних профілів до зварної балки двотаврового перерізу. При першому наближеному розрахунку була прийнята двотаврова зварна балка з перерізом (рис. 4):

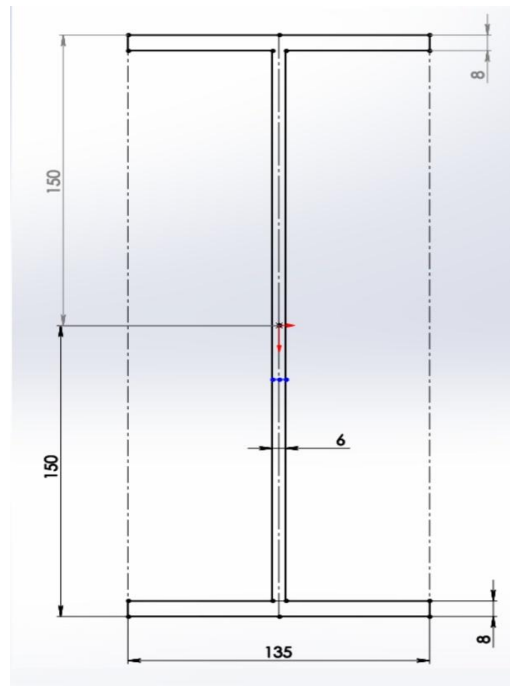


Рисунок 4 - Змінений переріз балки перехідного навісу

Будувалась розрахункова модель балки зі зміненим перерізом, при цьому габаритні розміри балки залишаються незмінними (рис.5). Розрахунок виконався по алгоритму аналогічному попередньому розрахунку.

Результати наведено на рис.6.

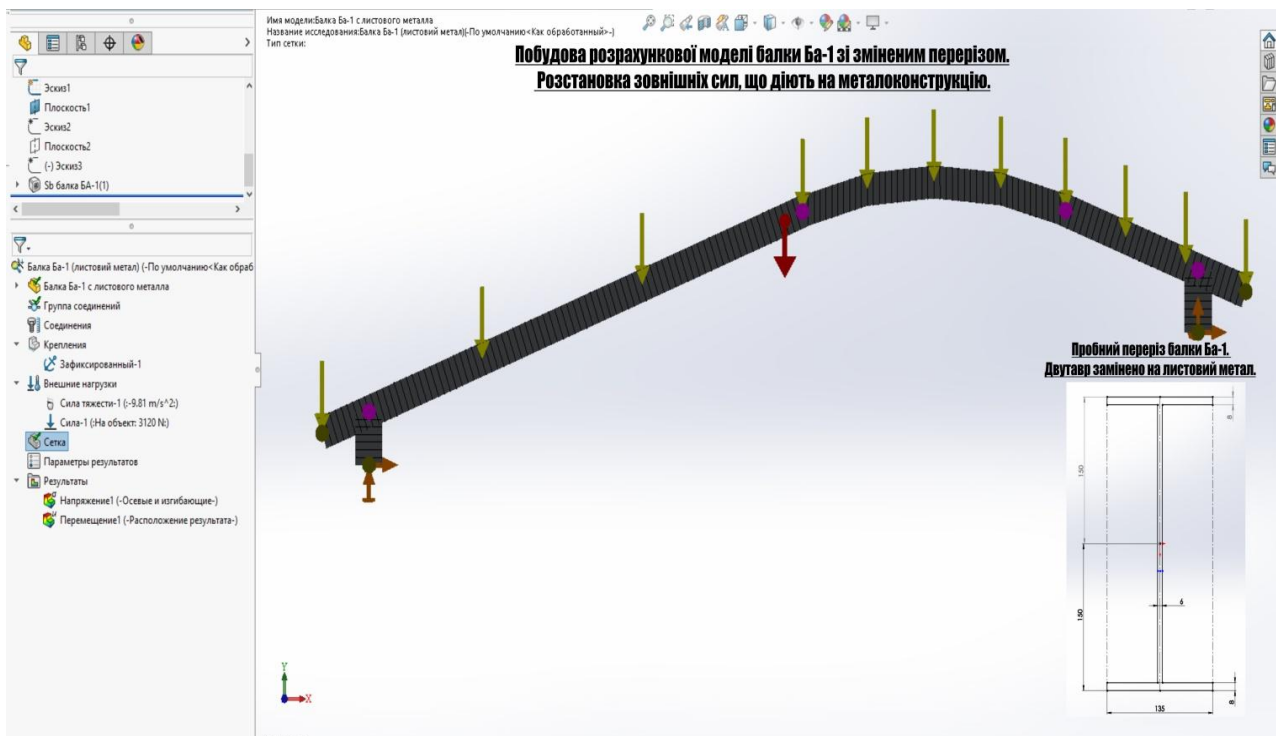


Рисунок 5 - Розрахункова модель балки зі зміненим перерізом. Розстановка зовнішніх сил та опор

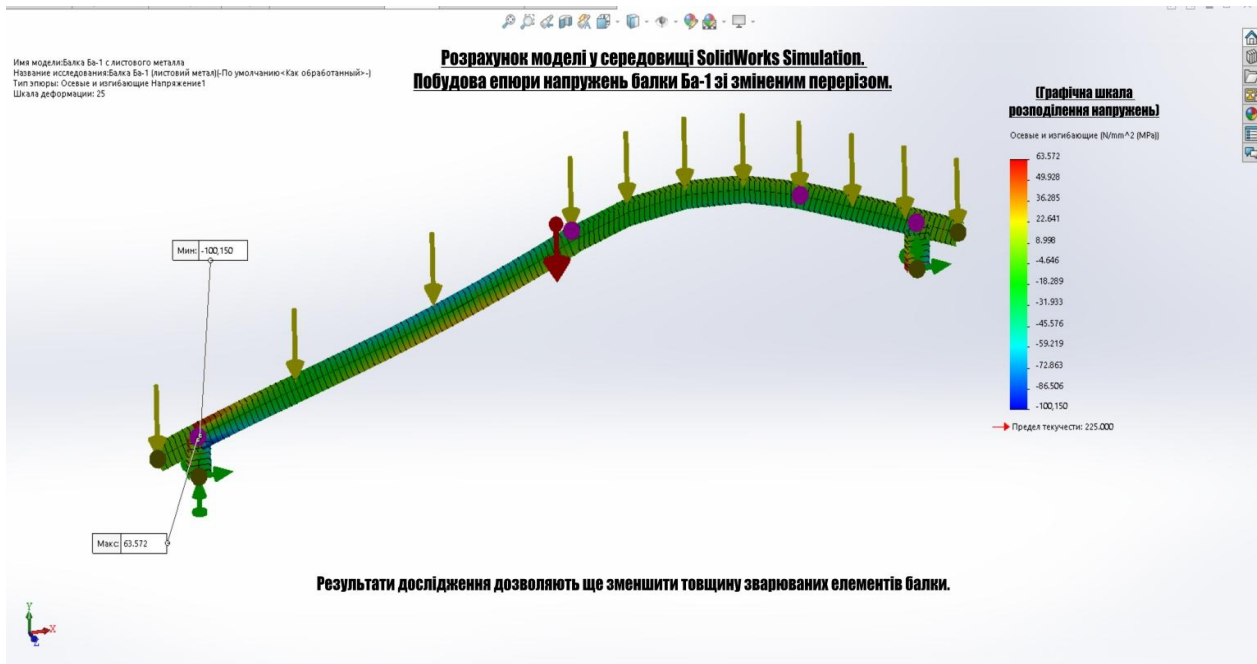


Рисунок 6 - Результати розрахунку. Епюра напружень балки

Аналіз показує, що максимальні напруження в зміненому перерізі становлять 100 МПа при заченні границі міцності для матеріалу балки 225 МПа.

З метою мінімізувати масу конструкції при забезпеченні рівня напруження 180 Мпа була застосована функція «Дослідження проектування» (рис. 7).

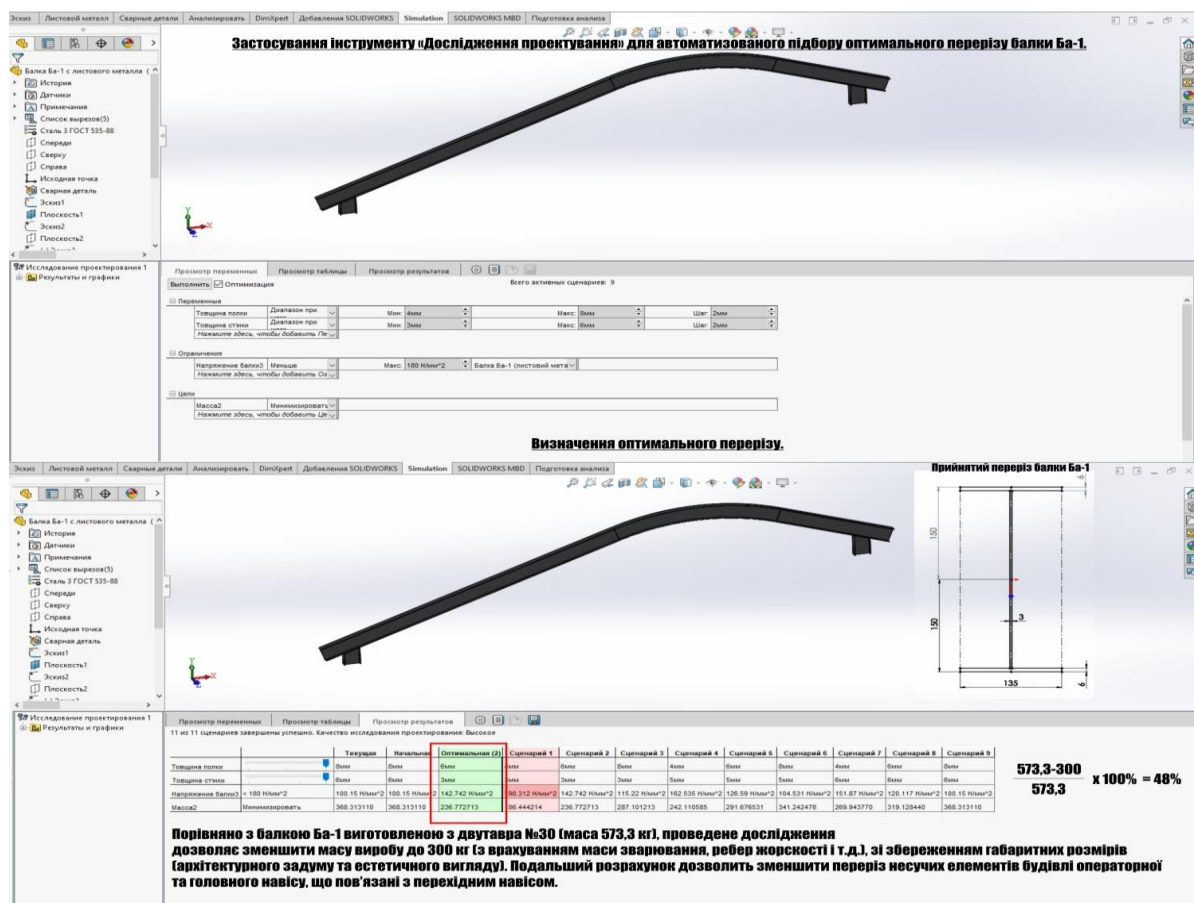


Рисунок 7 - Програма підбору перерізу та результати

В результаті була обрана найбільш оптимальна комбінація: товщина стінки – 3мм, товщина полиць – 6 мм (рис.8). Максимальні напруження перерізу балки становлять 143 МПа, маса 234 кг (з врахуванням ребер жорсткості, наплавленого металу, опорних пластин \approx 300 кг), що значно менше порівняно з запроєктованою масою попередньо прийнятої балки виготовленої з прокатного двотавру №30 (573.3 кг).

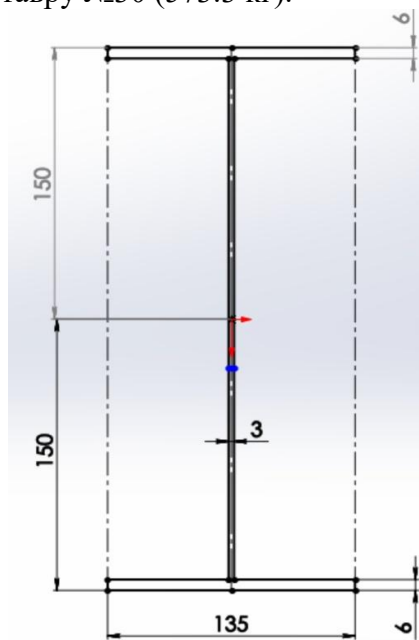


Рисунок 8 - Оптимальний переріз балки Ба-1

Завдяки виконаним розрахункам, при незмінних зовнішніх габаритах балки маємо економію металу $573,3 - 300 = 273,3$ кг на одному елементі, що становить 48%. Перехідний навіс конструктивно складається з 5 таких балок, що становить економію в $273,3 \times 5 = 1366,5$ кг. Крім цього зменшується навантаження на несучу балку та колони операторної і ферми головного навісу, що також дозволить зменшити перерізи відповідних елементів. Це, в свою чергу, приведе до зменшення вартості будівництва.

За допомогою опціональних модулів SolidWorks виконано створення креслень металоконструкції каркасу пункту авто мийки, для експорту в систему САПР AutoCAD.

Таким чином мета роботи виконана.

Список літератури

1. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. / За ред. Ф.Є. Клименка. Підручник 2-ге видання - Львів.: Світ, 2002. - 312 с.
2. Прерис А.М. SolidWorks. Учебный Курс. Питер, 2006. – 528 с.

ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» В МАГІСТЕРСЬКІЙ КВАЛІФІКАЦІЙНІЙ РОБОТІ ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ АЗК ПО ВУЛ Д.НЕЧАЯ В М.ВІННИЦЯ

О.П. Звенигородська, магістрант гр. БІ 19 МЗ

В.В.Яцун канд.техн. наук,доцент

В.А. Настоящий, канд.техн. наук, професор

Центральноукраїнський національний технічний університет

Одним з розділів роботи було виконання перевірки головних несучих елементів конструкції навісу над паливно - розподільними колонками (далі ПРК) АЗК по вул. Д. Нечая в м. Вінниця .

Виконувався збір навантажень згідно ДБН В.1.2.-2:2006 «Навантаження і впливи» (табл.1). На рис. 1 наведена розрахункова схема ферми з діючими силами.

Навантаження на вузли ферм

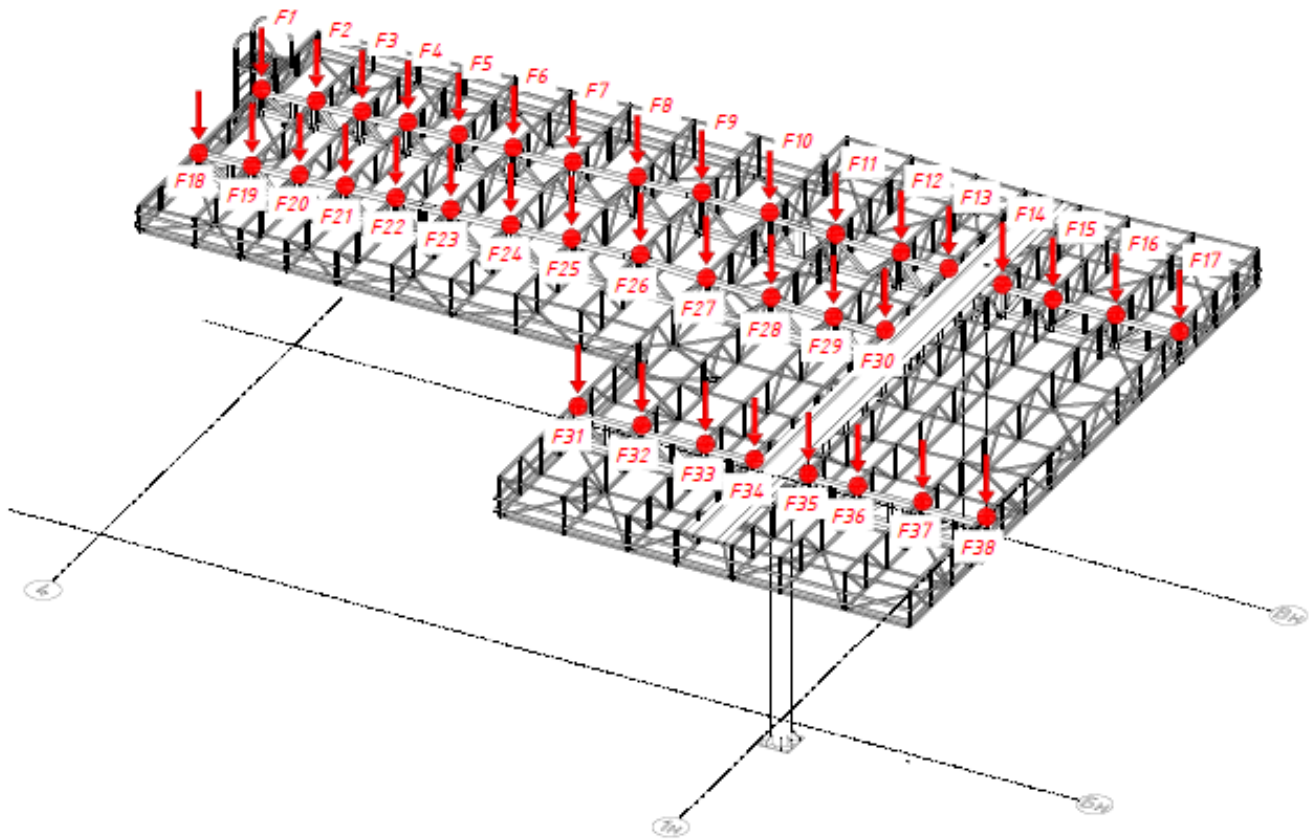


Рисунок 1 - Сили, що діють на вузли ферм

Далі виконувались розрахунки, результати яких наведено на рис. 2,3,4,5,6,7.

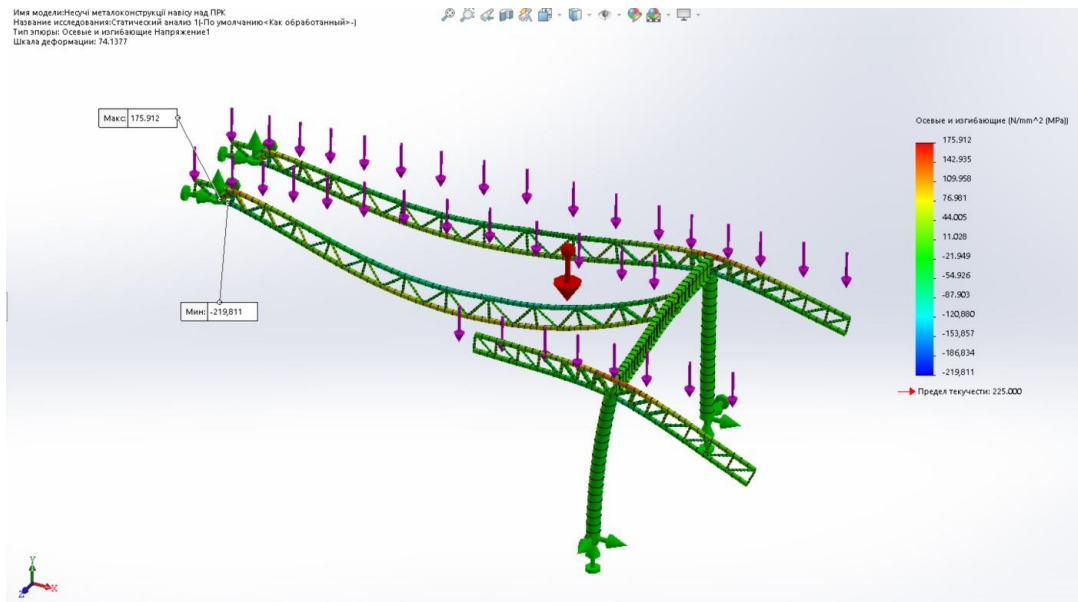


Рисунок 2 - Епора осьових та згинаючих напружень

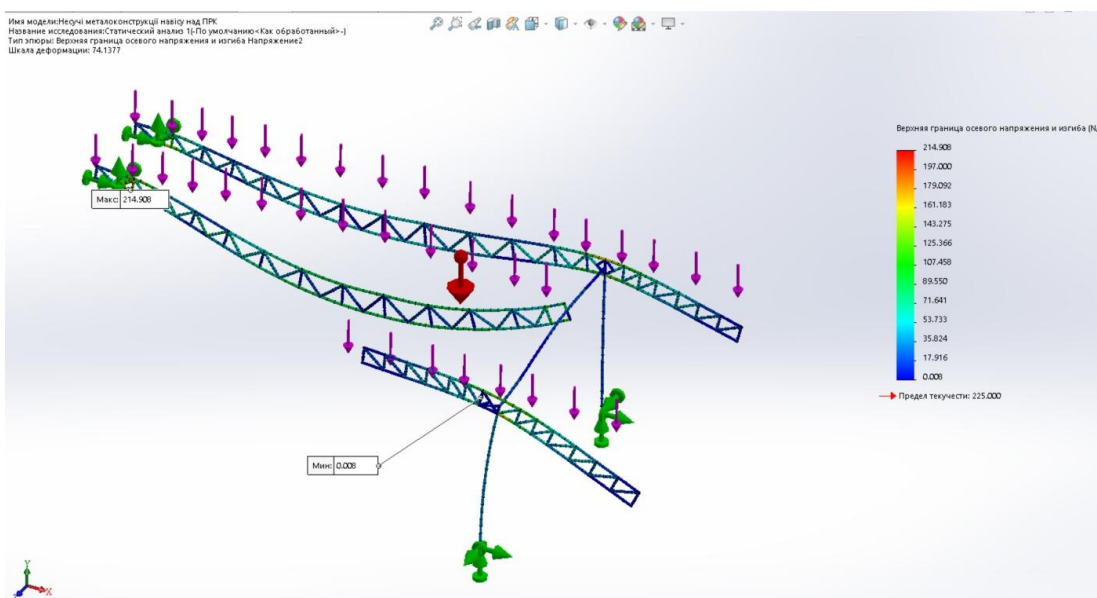


Рисунок 3 - Епора верхньої границі осевого напруження

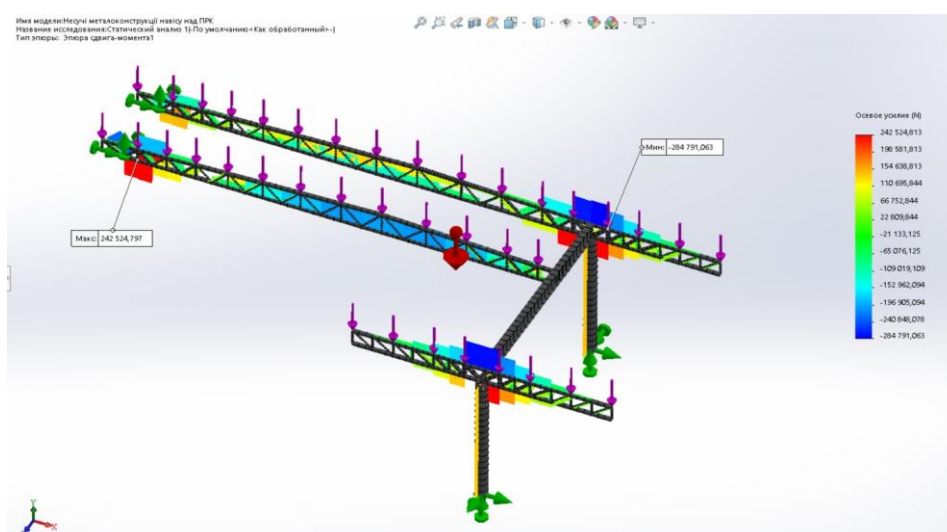


Рисунок 4 - Епора повздовжніх сил

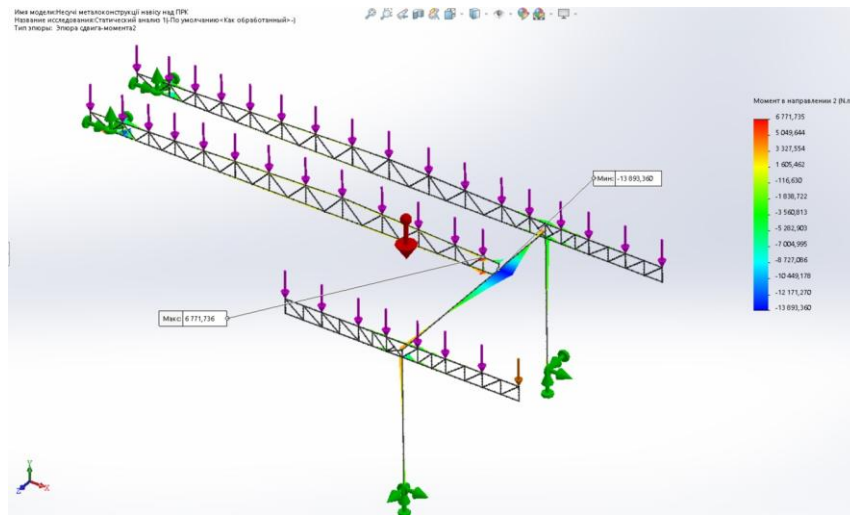


Рисунок 5 - Епюра моментів

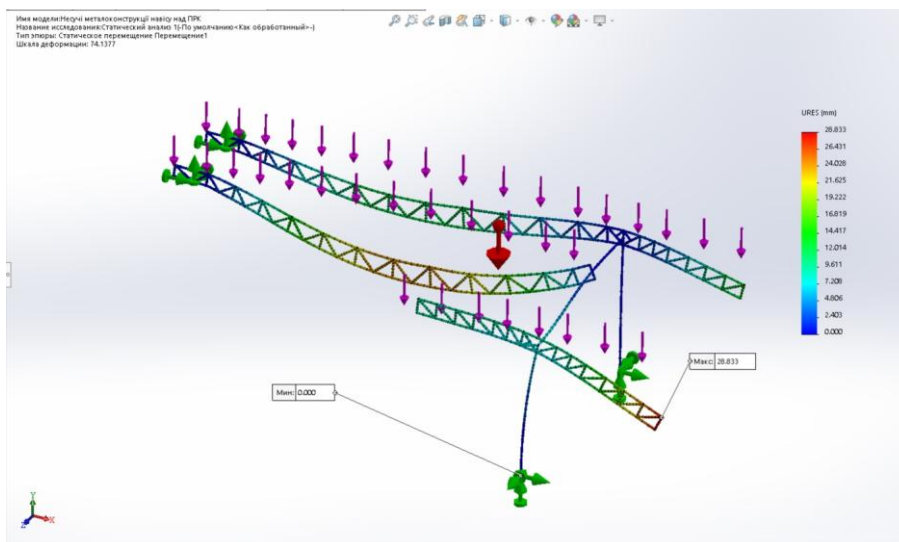


Рисунок 6 - Епюра переміщень

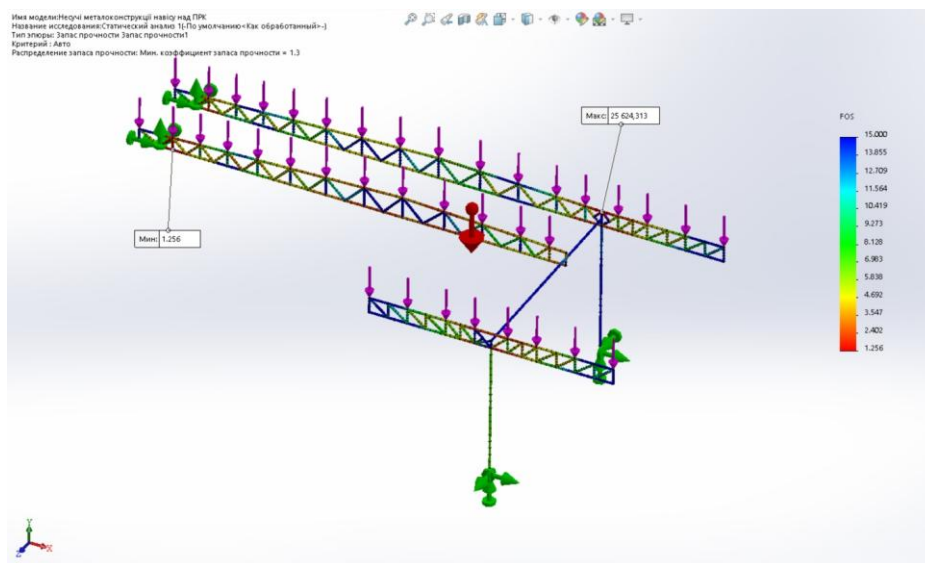


Рисунок 7 - Епюра розподілу запасу міцності при коеф. 1.2

Результати розрахунку: максимальне напруження 215 Мпа, максимальне переміщення 28,8 мм, мінімальний запас міцності 1,26. Розрахунок виконаний вірно, але при детальному перегляді епюр, можемо спостерігати, що визначаючі результати

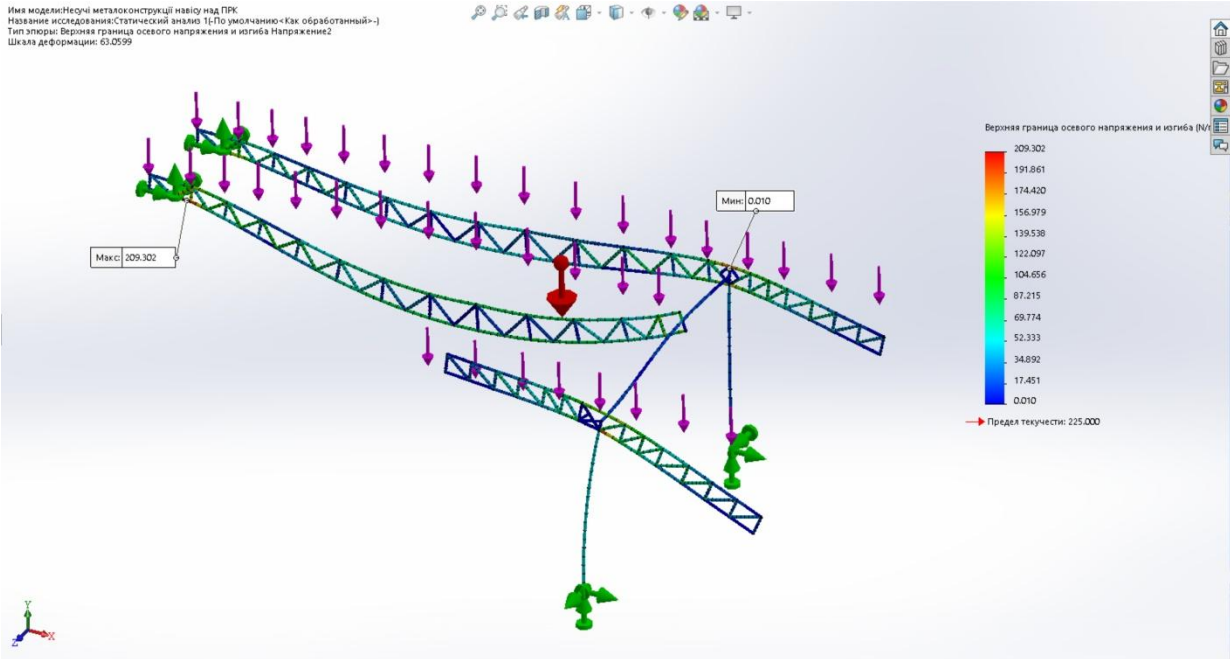


Рисунок 10 - Епюра верхньої границі осьового напруження

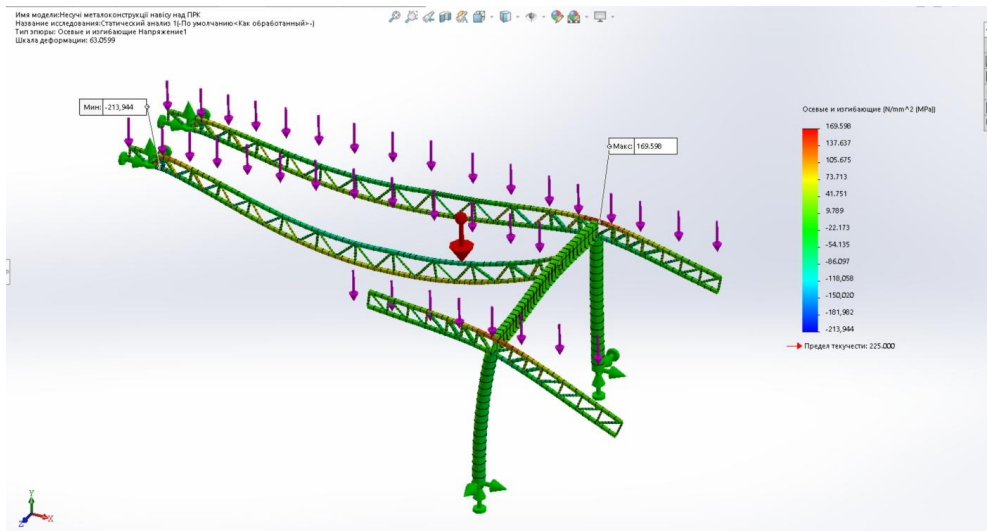


Рисунок 11 - Епюра осьових та згинаючих напружень

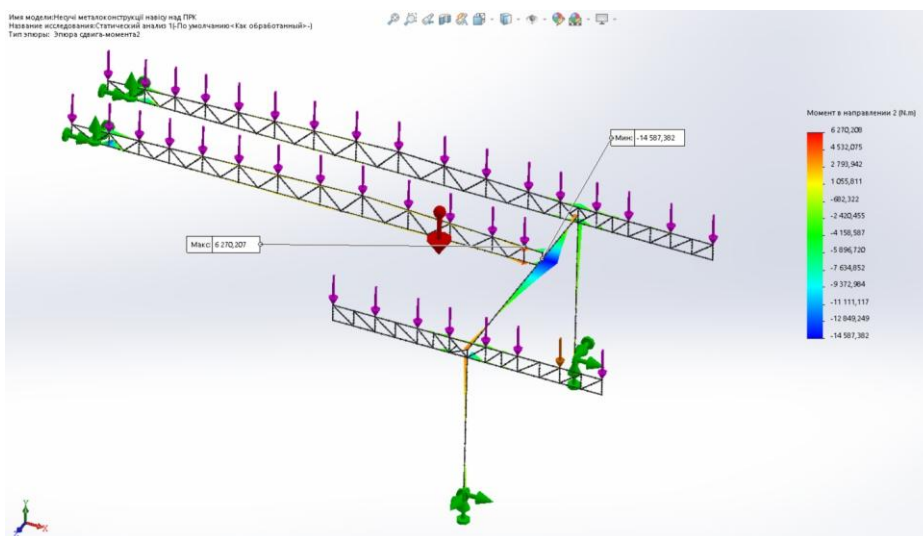


Рисунок 12- Епюра моментів

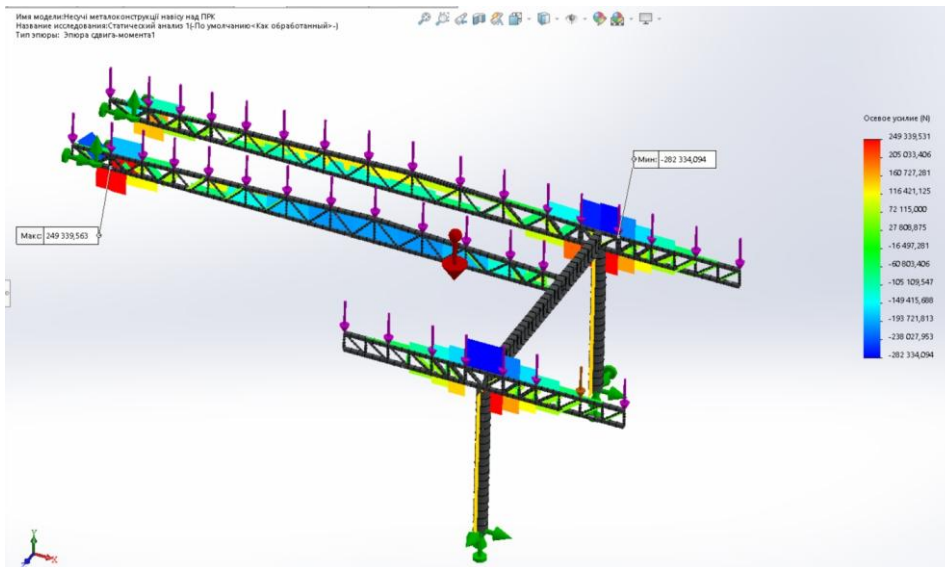


Рисунок 13 - Епюра повздожніх зусиль

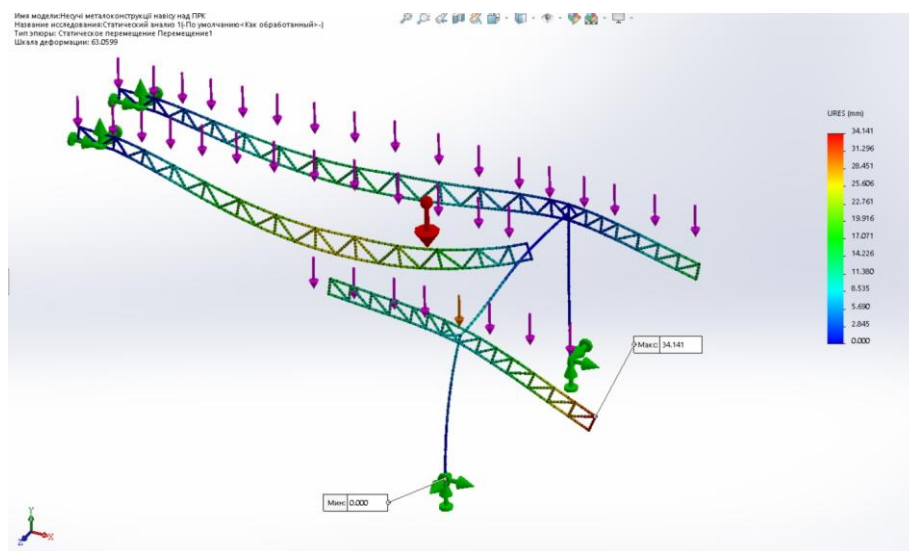


Рисунок 14 - Епюра переміщень

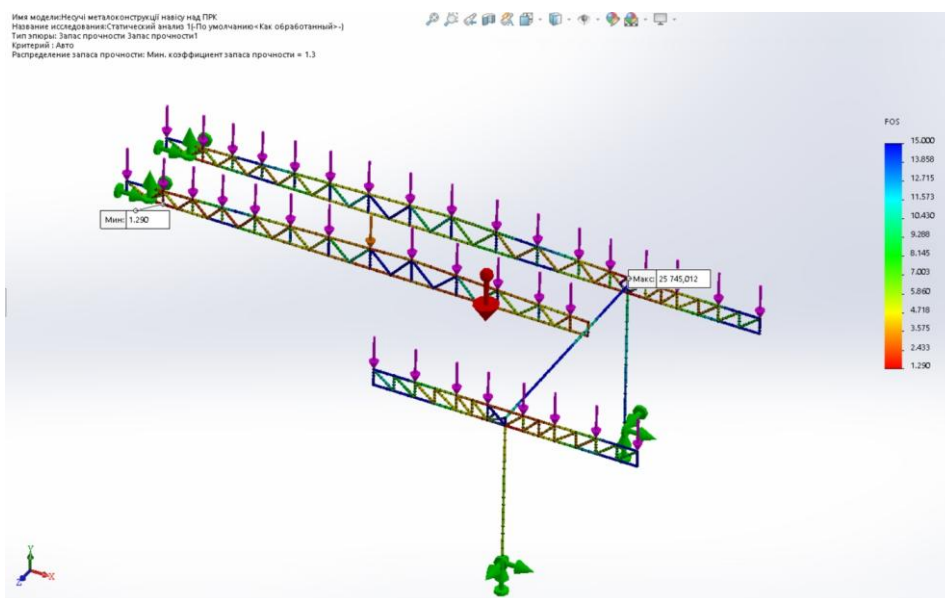


Рисунок 15 - Епюра розподілу запасу міцності

Після проведених розрахунків отримані результати: максимальне напруження 209,3 МПа, максимальне переміщення 34,1 мм, мінімальний запас міцності 1,29. Маса прийнятої конструкції (див. Рис. 16) становить 3773,2 кг, у порівнянні з проектною конструкцією (див. Рис.17.) 4354,5 кг. При цьому спостерігається незначний зріст запасу міцності (1.26→1.29) та незначне збільшення переміщення (28.83→34.14) і економія металу $4354,5 - 3773,2 = 581,3$ кг, що становить 13,3%.

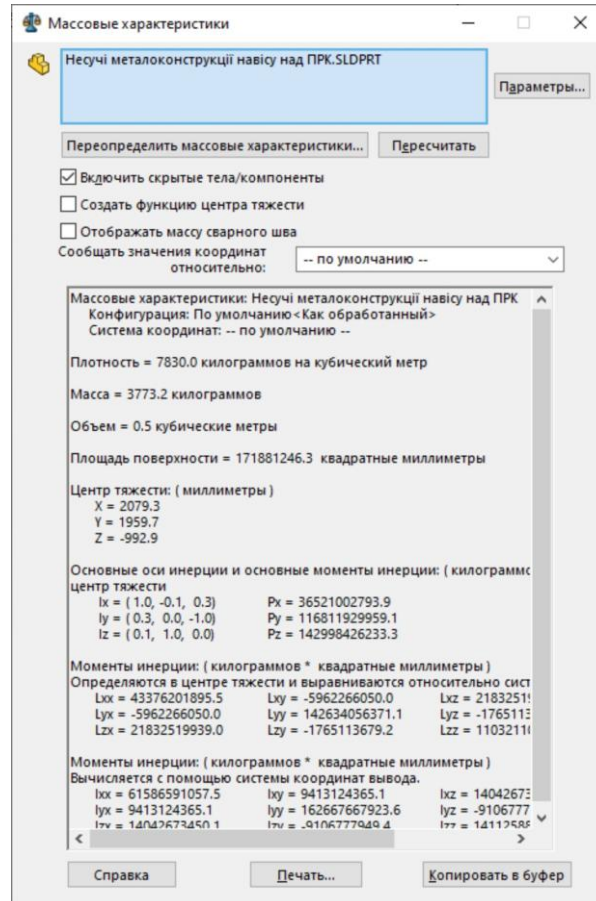


Рисунок 16 - Масові характеристики адаптованої конструкції

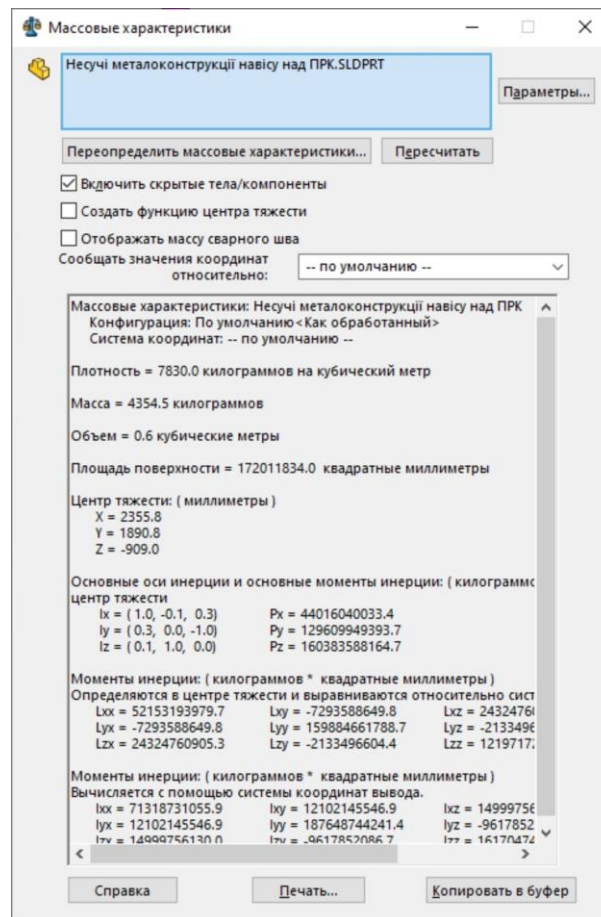


Рисунок 17 - Масові характеристики стандартної конструкції

За допомогою опціональних модулів SolidWorks виконано створення креслень металоко́нструкції каркасу пункту авто мийки, для експорту в систему САПР AutoCAD.

Таким чином мета роботи виконана.

Список літератури

1. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. / За ред. Ф.Є. Кліменка. Підручник 2-ге видання - Львів.: Світ, 2002. - 312 с.
2. Прерис А.М. SolidWorks. Учебный Курс. Питер, 2006. – 528 с.

ВИКОРИСТАННЯ ПРОГРАМНИХ ЗАСОБІВ В МАГІСТЕРСЬКІЙ КВАЛІФІКАЦІЙНІЙ РОБОТІ ДЛЯ АНАЛІЗУ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМАЦІЙНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТУ АВТОМОБІЛЬНОЇ ДОРОГИ.

О.С. Довжук, магістрант гр. БІ 19 МЗ

В.О. Бондаренко, магістрант гр. БІ 19 МЗ

С.О. Джирма, канд.техн. наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи –отримати за допомогою програмних засобів на основі МСЕ відповідні висновки про технічний стан залізобетонних конструкцій моста автомобільної дороги в с. Оситняжка для оцінки несучої здатності об'єкта. Для оцінки несучої здатності об'єкта був виконаний аналіз напружено- деформованого стану (НДС) – прольотної залізобетонної плити (рис. 1).

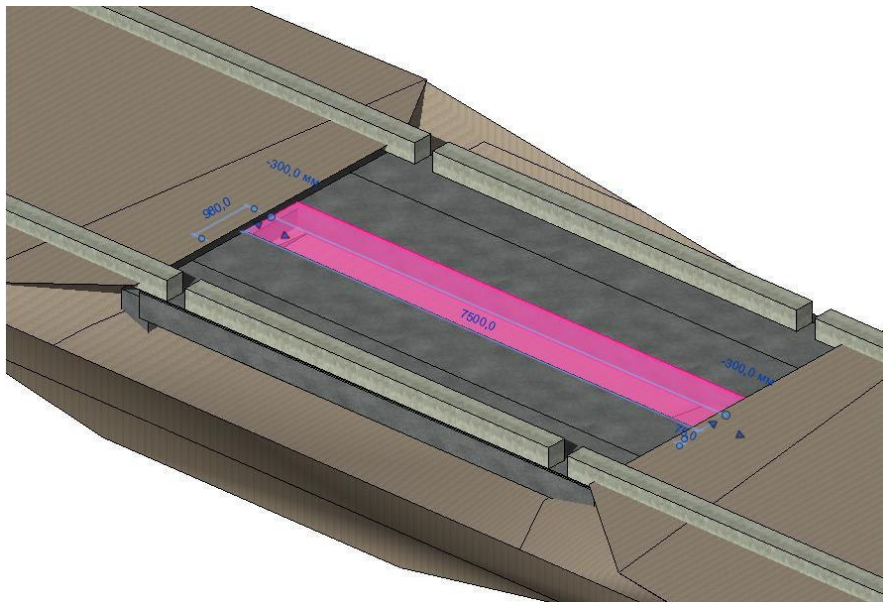


Рисунок 1 – Загальний вигляд конструктивних елементів (перехідної плити).

Аналіз напружено-деформованого стану виконувався за допомогою програмних засобів на основі МСЕ в середовищі «StructureCAD».

Жорсткості кінцевих елементів задавалися відповідно до існуючих вимірювань матеріалів і геометричних розмірів згідно замірів конструктивних елементів.

Коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n при розрахунках конструкцій прийнятий в залежності від класу наслідків (відповідальності) об'єкта і категорії відповідальності конструкцій згідно табл. 5 ДБН В.1.2-14- 2018.

Клас наслідків (відповідальності) споруди прийнятий СС2 згідно табл.1 по ДСТУ-Н Б В.1.2-16: 2013.

Навантаження на конструктивні елементи збиралася згідно ДБН В.1.2- 15: 2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи».

Навантаження на плиту для перевірочних розрахунків приймалися відповідно до ДБН В.1.2-15: 2009. Конструкції плити перевірялися на навантаження і впливи (згідно таблиці 5.1 ДБН В.1.2-15: 2009) щодо перехідної плити наведено в табл.1:

Навантаження на плиту приймалося за двома моделями навантаження відповідно п.8 ДБН В.1.2-15:2009:

МОДЕЛЬ 1 – що моделює навантаження від рухомого складу (тимчасове навантаження - $v = 0,98K \text{ кН/м}$ ($0,1K \text{ тс/м}$) = $0,1 \times 11 = 1,1 \text{ тс/м}$, $P = 9,81K \text{ кН}$ ($P = 1K \text{ тс}$) = $1 \times 11 = 11 \text{ тс}$;

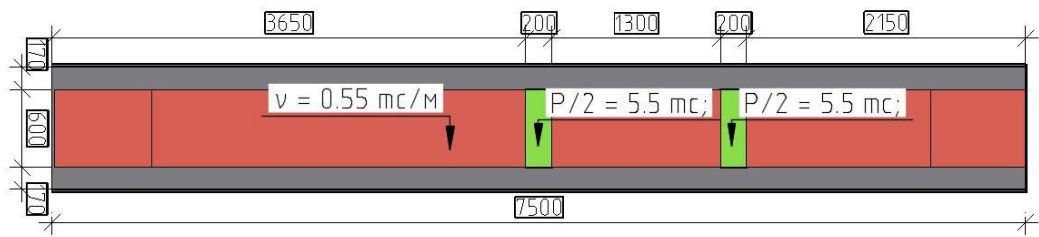
МОДЕЛЬ 2 – за схемою одиничного колісного навантаження з навантаженням на вісь $P = 196 \text{ кН}$ (20 тс);

Моделі прикладання навантажень стосовно окремих перехідних плит I наведено на рис. 2.

Таблиця 1 – Навантаження і впливи.

№ п/п	Навантаження і впливи	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Примітка
Постійні			
1	Власна вага конструкцій	1,2	840 кг/м ²
2	Вага дорожньої одежі	1,3	578 кг/м ²
Тимчасові від рухомого складу і пішоходів			
3	Вертикальні навантаження	1,3	згідно п.8 ДБН В.1.2-15:2009, див. нижче.
4	Горизонтальне поперечне навантаження від відцентрової сили		згідно п.13.1 ДБН В.1.2-15:2009, навантаження від відцентрової сили в розрахунках не враховується для даного випадку.
5	Горизонтальне поздовжнє навантаження від гальмування або сили тяги	1,2	50 % от п. 3 «Вертикальні навантаження» на вісь: Модель 1 – $P_{\text{гориз.}} = 5,5 \text{ тс}$. Модель 2 – $P_{\text{гориз.}} = 10 \text{ тс}$.
Інші			
6	Вітрові навантаження	1,4	відсутнє
7	Льодові навантаження	1,3	товщина стінок и ожеледиці – 19 мм; вага снігового покриття – 1110 Па.

Модель 1



Модель 2

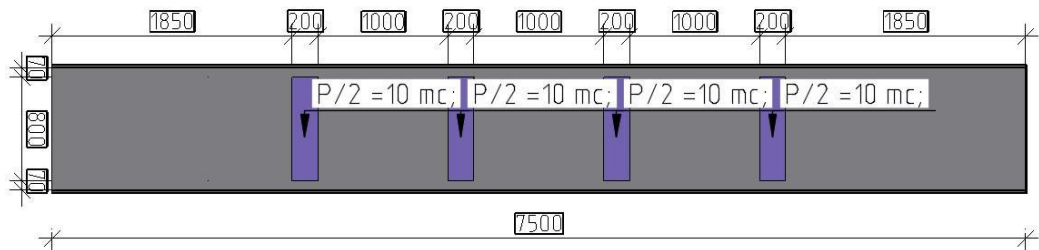


Рисунок 2 – МОДЕЛІ прикладання навантажень до перехідної плити

Перевірочний розрахунок перехідної плити виконувався з урахуванням наступних гіпотез та припущень:

шари дорожньої одежі – 400мм (згідно конструкції);

найгірший клас бетону плити х – В25;

стан конструкцій «4» по ДСТУ-Н Б В.2.3- 23:2012 «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів.»

Розрахункова модель перехідної плити в середовищі «StructureCAD» приведена на рис.

3.

Навантажені моделі 1 і 2 в середовищі «StructureCAD» наведені на рис.4.

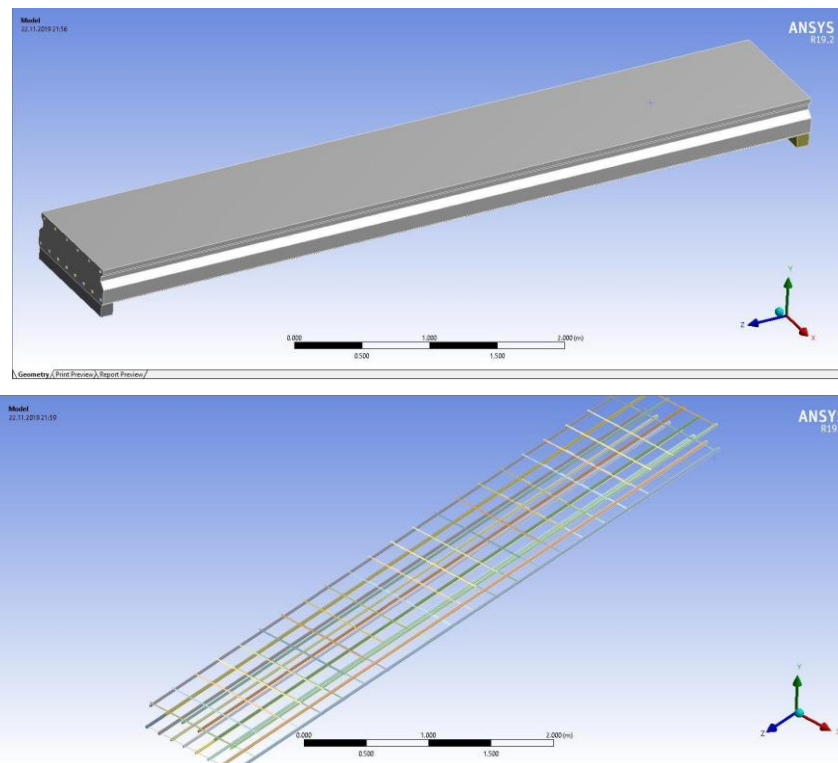


Рисунок 3–Розрахункова модель перехідної плити в середовищі «StructureCAD»

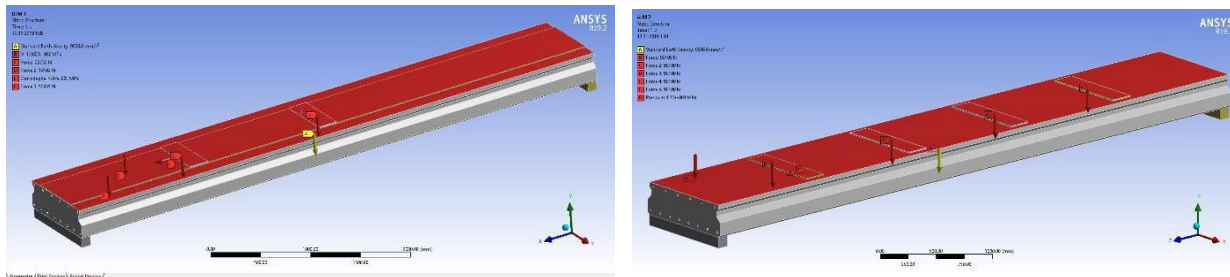


Рисунок 4 – Навантажені моделі 1 і 2 в середовищі «StructureCAD»

Результати чисельного моделювання напружено-деформованого стану перехідної плити з урахуванням «припущень» для моделей завантажень 1 і 2 наведені на рис. 5.

Результати чисельного моделювання за моделлю 1 наведені у табл. 2.

Таблиця 2 – Результати розрахунку за моделлю 1.

Перевірка за ДБН В.2.6-98: 2009 Бетонні та залізобетонні конструкції	Коефіцієнт використання
Згинальний момент від сумарної розподіленої навантаження	0.671
Поперечна сила від сумарної розподіленої навантаження	0.264
Максимальна ширина розкриття тріщин в прольоті плити	1.305
Максимальний прогин в центрі плити	0.322

Коефіцієнт використання 1.305 - Максимальна ширина розкриття тріщин в затисканні.
Результати чисельного моделювання за моделлю 2 наведені у табл. 3.

Таблиця 3 – Результати розрахунку за моделлю 2

Перевірка за ДБН В.2.6-98: 2009 Бетонні та залізобетонні конструкції	Коефіцієнт використання
Згинальний момент від сумарного розподіленого навантаження	1.385
Поперечна сила від сумарної розподіленої навантаження	0.544

Коефіцієнт використання 1.385 –
Згинальний момент від сумарного розподіленого навантаження

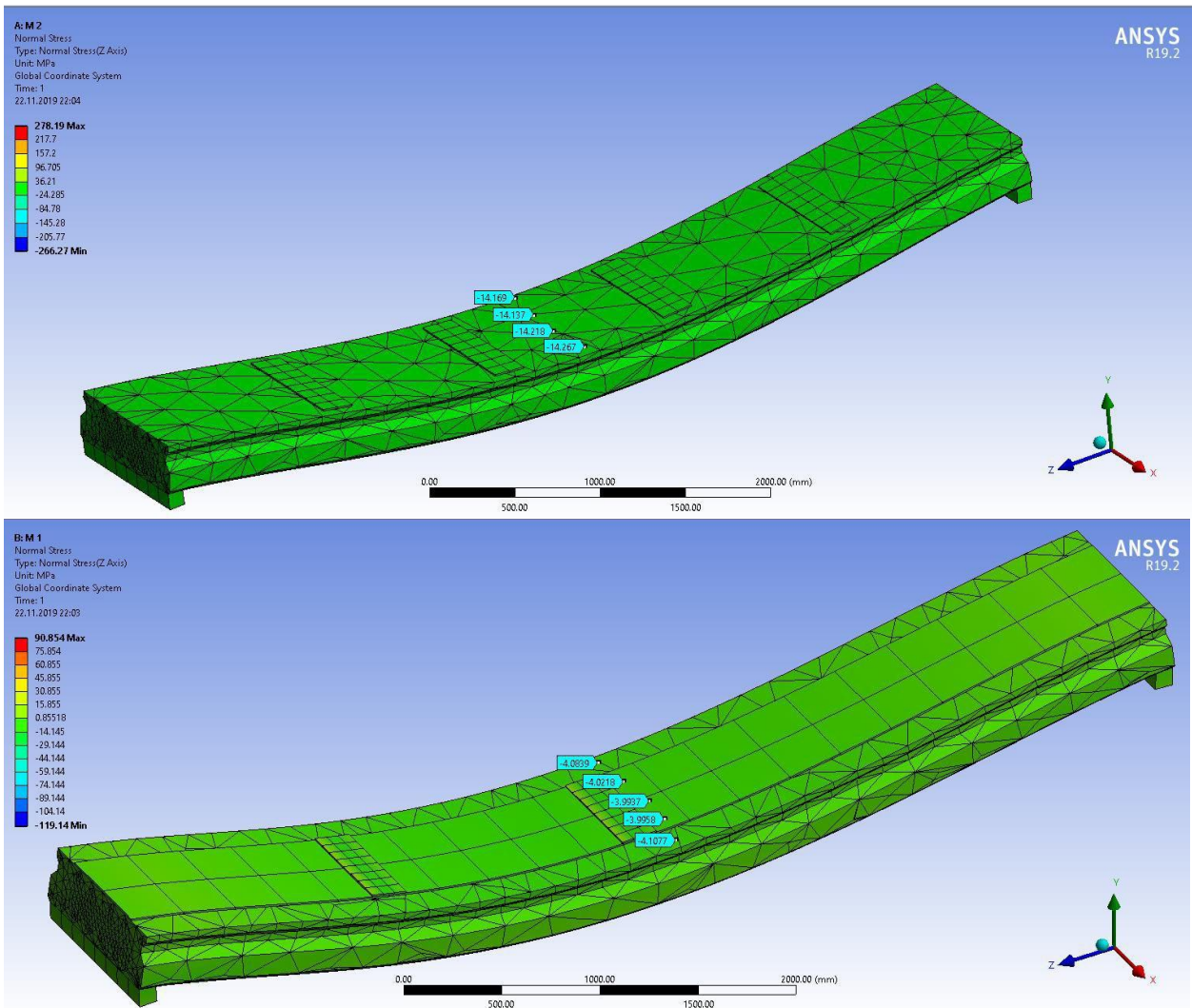


Рисунок 5–Нормальні напруження моделей 1 і 2 в середовищі «StructureCAD»

Висновки за перевірочними розрахунками:

– Перевірка за згинаючим моментом від сумарного розподіленого навантаження показала коефіцієнт використання плити 1,385 (тобто перевищення нормативних зусиль на 38,5%);

Розрахунок по другому граничному стану не виконаний, оскільки не виконуються умови міцності;

Максимальна ширина розкриття тріщин в прольоті плити перевищує допустимі на 30%.

Ресурс несучої здатності плит при проектному навантаженні –за умови гіпотез та припущень– 61,5% (НЕ ЗАДОВОЛЬНЯЮТЬ вимогам несучої здатності);

Висновки: експлуатація є неприпустимою для нормальної роботи об'єкта в цілому, не кажучи про кінцеву мету – можливість безпечного пропуску великовагових транспортних засобів.

УДК 692.23:692.52:699.86

ОЦІНЮВАННЯ ПОКАЗНИКІВ ТЕПЛОВОЇ НАДІЙНОСТІ ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛИ

Л.О. Ананко, *магістрантка гр. БІ-19 М*

І.П. Плотнікова, *магістрантка гр. БІ-19 МЗ*

Науковий керівник – **В.А. Пашинський**, *проф., д-р техн. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Згідно з чинними нормами проектування [1], достатній рівень теплової надійності огороджувальних конструкцій забезпечується при виконанні трьох умов:

- опір теплопередачі повинен бути не меншим від мінімально допустимого значення, залежного від виду огороджувальної конструкції та температурної зони її експлуатації;
- різниця температур внутрішнього повітря і внутрішньої поверхні огороджувальної конструкції не повинна перевищувати допустимого значення, при якому забезпечується комфортність перебування поблизу огородження;
- мінімальне значення температури внутрішньої поверхні в зонах теплопровідних включень не може бути меншим від температури точки роси, щоб забезпечити неможливість утворення конденсату на внутрішній поверхні огородження.

Перша вимога забезпечується вибором товщини теплоізоляційного шару згідно з теплотехнічним розрахунком. Для стін житлових будівель у м. Кропивницький (перша температурна зона за картою норм [1]) мінімально допустиме значення опору теплопередачі становить $R_{\min} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$, а для перекриттів неопалюваних горищ $R_{\min} = 4,95 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

При аналізі другої та третьої вимоги необхідно врахувати випадкову мінливість температури зовнішнього та внутрішнього повітря. Це обумовлює виконання імовірнісного оцінювання показників теплової надійності стін та перекриттів, методика якого розроблена в статті [2]. Для виконання імовірнісних розрахунків температура внутрішнього повітря задається у формі нормально розподіленої випадкової величини з математичним сподіванням M_B та стандартом S_B . Температура зовнішнього повітря в i -тому місяці року також є нормально розподіленою випадковою величиною з математичним сподіванням M_{3i} та стандартом S_{3i} . Окрім того, з теплотехнічного розрахунку, виконаного за вказівками [3], відомий опір теплопередачі огороджувальної конструкції R_0 та коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні стіни й горищного перекриття, який згідно з [3] приймається рівним $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$. В статті [2] показано, що з урахуванням вказаних даних математичне сподівання й стандарт температури внутрішньої поверхні стіни чи перекриття в i -тому місяці року обчислюються за формулами:

$$M_{Ci} = \frac{0,115}{R_0} [M_B (8,7R_0 - 1) + M_{3i}], \quad S_{Ci} = \frac{0,115}{R_0} \sqrt{S_{3i}^2 + S_B^2 (8,7R_0 - 1)^2}. \quad (1)$$

Тривалість відмови за критерієм утворення конденсату (роси) на внутрішній поверхні стіни в i -тому місяці року можна обчислити згідно з [2] за формулою, заснованою на визначенні імовірності падіння температури поверхні стіни нижче точки роси

$$Q_{Pi} = 43920 F_C (\tau_p), \quad (2)$$

де 4390 – середня тривалість місяця в хвилинах;

τ_p – температура точки роси, залежна від вологості й температури внутрішнього повітря в приміщенні;

$F_C(\bullet)$ – функція нормального розподілу температури внутрішньої поверхні стіни в i -тому місяці року з математичним сподіванням та стандартом (1).

Тривалість відмови за критерієм комфортності в i -тому місяці року обчислюється за формулою, заснованою на визначенні імовірності падіння температури поверхні стіни нижче температури внутрішнього повітря τ_B , зменшеної на допустимий температурний перепад Δ_τ :

$$Q_{Ki} = 43920 F_C(\tau_B - \Delta_\tau). \quad (3)$$

Річні тривалості стану теплової відмови за критеріями утворення роси Q_P та комфортності Q_K дорівнюють сумам тривалостей (2) чи (3) протягом усіх місяців опалювального періоду і виражаються в хвилинах:

$$Q_P = \sum_i Q_{Pi}, \quad Q_K = \sum_i Q_{Ki}. \quad (4)$$

Відносні тривалості теплових відмов обчислюються діленням річних тривалостей на тривалість року в хвилинах:

$$Q_{PB} = Q_P / 525600, \quad Q_{KB} = Q_K / 525600. \quad (5)$$

Оцінювання тривалості теплових відмов за формулами (1)...(5) виконане для трьох огорожувальних конструкцій житлових будівель:

- стіна з керамзитобетонних панелей товщиною 400 мм та опором теплопередачі $R_0 = 1,16 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$, на якій раніше були виконані експериментальні дослідження теплового режиму під час опалювального періоду;
- зовнішня стіна запроєктованої житлової будівлі у м. Кропивницький, яка має опір теплопередачі $R_0 = 3,43 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ при такій конструкції:
 - зовнішній захисний шар на основі цементного розчину товщиною 10 мм;
 - утеплювач з мінераловатної плити з густиною 150 кг/м^3 і товщиною 100 мм;
 - невентильований повітряний прошарок товщиною 20 мм;
 - кладка з блоків ніздрюватого бетону марки D 600 товщиною 200 мм;
 - штукатурка з вапняно-піщаного розчину товщиною 10 мм.
- утеплене горищне перекриття запроєктованої житлової будівлі у м. Кропивницький, яке має опір теплопередачі $R_0 = 4,98 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ при такій конструкції:
 - стяжка з цементного розчину товщиною 50 мм;
 - утеплювач з мінераловатної плити з густиною 150 кг/м^3 і товщиною 230 мм;
 - пароізоляція з полівінілхлоридної плівки;
 - збірна залізобетонна плита перекриття товщиною 220 мм.

При оцінюванні тривалості теплових відмов окрім даних, вказаних в таблицях 1 і 2, враховані такі загальні вихідні дані:

- статистичні характеристики температури зовнішнього повітря M_{Zi} та S_{Zi} у м. Кропивницький з жовтня по квітень за даними монографії [4];
- фактична середня температура внутрішнього повітря для дослідженого приміщення $M_B = +24,6^\circ\text{C}$ та нормативна температура для запроєктованої будівлі $M_B = +20^\circ\text{C}$;
- стандарт температури внутрішнього повітря згідно з результатами експериментальних досліджень $S_B = 0,50^\circ\text{C}$.

Приклад обчислення тривалості теплових відмов панельної стіни, експериментальні дослідження теплового режиму якої були виконані в попередніх роботах, наведений в таблиці 1. Позначення усіх величин, вказаних в таблиці, наведені вище. При визначенні тривалостей стану теплової відмови враховані усі місяці опалювального періоду з жовтня по

квітень включно. З таблиці видно, що найбільші тривалості теплових відмов за обома критеріями спостерігаються в січні, як у найхолоднішому місяці року. Річна тривалість стану теплової відмови за критерієм утворення конденсату (роси) Q_p практично дорівнює нулю. Річна тривалість стану теплової відмови за критерієм комфортності Q_k складає 8413 хв/рік, тобто 140 годин некомфортного перебування в приміщенні протягом одного року. Оскільки така тривалість стану теплової відмови є надто великою, теплові характеристики дослідженої стіни існуючої будівлі слід вважати незадовільними.

Таблиця 1 – Обчислення тривалості теплових відмов для дослідженої панельної стіни

Місяці року	Температура зовнішнього повітря		Температура поверхні стіни		Тривалості теплових відмов	
	M_{zi}	S_{zi}	M_{ci}	S_{ci}	Q_{ki}	Q_{pi}
жовтень	8,2	4,44	22,97	0,630	3,6	$7,4 \times 10^{-38}$
листопад	2,1	5,21	22,37	0,685	214,0	$5,9 \times 10^{-27}$
грудень	-2,6	5,88	21,90	0,737	1681,9	$5,1 \times 10^{-20}$
січень	-4,9	6,25	21,68	0,766	3503,4	$4,4 \times 10^{-17}$
лютий	-3,9	6,09	21,78	0,753	2596,8	$2,5 \times 10^{-18}$
березень	0,8	5,39	22,24	0,698	411,7	$6,6 \times 10^{-25}$
квітень	9,1	4,34	23,06	0,623	1,7	$1,2 \times 10^{-39}$
Сумарна тривалість теплової відмови, хв/рік					8413	$4,6 \times 10^{-17}$
Відносна тривалість теплової відмови					0,016	$8,8 \times 10^{-23}$

Аналогічним чином виконані обчислення для стіни та утепленого горищного перекриття запроєктованої будівлі, конструкції яких описані вище. Деякі вихідні дані та підсумкові результати розрахунків наведені в таблиці 2.

Таблиця 2 – Результати оцінювання тривалості теплових відмов

Огороджувальні конструкції	R_0 , $m^2 \cdot K/Wt$	M_B , $^{\circ}C$	τ_p , $^{\circ}C$	Δ_t , $^{\circ}C$	Q_p , хв/рік	Q_{PB}	Q_k , хв/рік	Q_{KB}
Досліджена стіна	1,16	24,6	14,4	4,0	$4,6 \cdot 10^{-17}$	$8,8 \cdot 10^{-23}$	8413	0,016
Запроєктована стіна	3,43	20,0	10,7	4,0	$9,6 \cdot 10^{-54}$	$1,8 \cdot 10^{-59}$	$7,8 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-10}$
Запроєктоване перекриття	4,98	20,0	10,7	3,0	$2,6 \cdot 10^{-61}$	$4,6 \cdot 10^{-67}$	0,011	$2,1 \cdot 10^{-7}$

Проведені дослідження та виконані розрахунки, результати яких наведені в таблиці 2, дозволяють зробити такі **висновки**:

1. Описана й реалізована в середовищі Microsoft Excel методика розрахунків дозволяє оцінювати тривалості станів теплових відмов за критеріями можливості утворення конденсату на поверхні огороження та комфортності перебування в приміщенні.
2. Тривалість стану теплової відмови за критерієм утворення конденсату наближається до нуля навіть для стіни старої будівлі з явно недостатнім опором теплопередачі. Це дозволяє у подальшому взагалі не аналізувати теплові відмови за критерієм утворення конденсату на ділянках огорожень поза зонами теплопровідних включень.
3. Імовірна тривалість стану теплової відмови стіни старої будівлі за критерієм комфортності становить 140 годин на рік, що слід вважати недопустимим.
4. Незначні тривалості стану теплової відмови за критерієм комфортності огорожень будівлі, запроєктованих згідно з сучасними вимогами, дозволяють вважати, що правильний вибір опору теплопередачі за чинними нормами проектування повністю гарантує комфортність перебування в приміщеннях.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-31:2016: Теплова ізоляція будівель. – К.: Міністерство будівництва України, 2016. – 30 с.
2. Пашинский В.А., Плотников О.А. Вероятностная методика анализа тепловой надежности узлов ограждающих конструкций // Вестник Белорусско-российского университета, 2017. – № 3 (56). – С. 129–135.
3. ДСТУ Б В.2.6-189:2013. Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. – К., 2013. – 52 с.
4. Температурні впливи на огорожувальні конструкції будівель: монографія // В.А. Пашинський, Н.В. Пушкар, А.М. Карюк / – Одеса, 2012. –180 с.

УДК 624.014:624.042.41

УРАХУВАННЯ НАПРЯМКУ ВІТРУ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ СТАЛЕВИХ КОЛОН КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ

А.О. Бурківська, *магістрантка гр. БІ-19 МЗ*
Науковий керівник – **В. А. Пашинський**, *проф. д-р техн. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Вітрове навантаження на будівлі встановлені в ДБН В.1.2-2:2006 [1] без урахування напрямку вітру. На самому ділі вітри різних напрямків мають різні швидкості та створюють різний тиск на будівлі. Тому зусилля в колонах каркасних будівель будуть залежати від орієнтації поперечних рам за сторонами світу. Можливість урахування цього ефекту передбачена в ДБН [1] коефіцієнтом напрямку вітру C_{dir} . Його допускається враховувати за наявності достатнього статистичного обґрунтування при розташуванні об'єктів на відкритій рівнинній місцевості. В інших випадках рекомендовано приймати $C_{dir} = 1$, тобто проектувати будівлі без урахування їх орієнтації за сторонами світу.

За результатами проведених досліджень в роботі [2] опубліковані коефіцієнти напрямку вітру C_{dir} за восьми румбами для кожної з областей України. Ці коефіцієнти в основному змінюються від 0,5 до 0,8, що вказує на можливість істотного зменшення вітрового навантаження на поперечні рами каркасних будівель при урахуванні їх орієнтації за сторонами світу. Доцільність урахування орієнтації будівель та відповідних коефіцієнтів напрямку вітру проаналізована шляхом експериментального проектування сталевих колон одноповерхових виробничих та громадських будівель для умов різних областей України.

На металоємність колон таких будівель впливають понад 10 конструктивних і розрахункових параметрів, які зведені до трьох узагальнених факторів:

H – висота колон від обрізу фундаменту до позначки низу ригеля поперечної рами;

N – вертикальне навантаження від покрівлі, яке враховує проліт і крок поперечних рам, розрахункові значення постійного та снігового навантаження, встановленого з урахуванням терміну експлуатації будівлі

q_a – активний тиск вітру, який враховує висоту будівлі, крок поперечних рам, характеристичне значення вітрового тиску та термін експлуатації будівлі. Пасивний тиск

вітру q_a на підвітряну стіну будівлі q_n та вітрове навантаження на конструкції покрівлі, розміщені вище низу ригеля рами F_w , пропорційні значенню q_a .

Можливі межі зміни цих факторів встановлені з урахуванням усіх комбінацій конструктивних і розрахункових параметрів, які враховуються при проектуванні колон. Виходячи з цих меж, розроблений план експериментального проектування, який передбачає підбір перерізів 125 колон. Вказані в таблиці 1 значення узагальнених факторів практично повністю охоплюють можливі межі зміни конструктивних і розрахункових параметрів одноповерхових будівель. П'ять рівнів кожного з факторів дозволяють виявити залежності маси запроєктованих колон від висоти будівлі, навантаження від покрівлі та від вітру.

Таблиця 1 – План експериментального проектування колон одноповерхових будівель.

Змінні фактори	Позначення, розмірність	Значення факторів за рівнями				
		1	2	3	4	5
Висота колони	H , м	6	9	12	15	18
Вертикальне навантаження на колону	N , кН	30	120	210	300	390
Вітрове навантаження на раму	q_a , кН/м	0,60	1,55	2,50	3,45	4,40
	q_n , кН/м	0,45	1,16	1,88	2,59	3,30
	F_w , кН	4,0	12,0	20,0	28,0	36,0

Відповідно до розробленого плану, запроєктовано 125 сталевих колон однопролітних одноповерхових безкранових будівель. Колони з жорстким закріпленням у фундаменті та шарнірним обпиранням ригелів виконані з широкополочних прокатних двотаврів з паралельними гранями полицок. При підборі перерізів виконувалися перевірки міцності при позацентровому стиску, стійкості в площині та з площини рами, а також граничної гнучкості згідно з вимогами ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції" [3]. Розрахунки колон виконані в середовищі Microsoft Excel, а їх узагальнені результати наведені в таблиці 2.

Таблиця 2 – Узагальнені результати підбору перерізів колон.

Розрахункові параметри	Мінімум	Максим.	Середнє
Перерізи двотаврів	20Ш1	70Ш2	
Площа перерізу колони A , см ²	39,0	261,8	136,7
Коефіцієнт використання міцності	0,147	0,970	0,605
Коефіцієнт використання відносно осі X	0,103	0,987	0,599
Коефіцієнт використання відносно осі Y	0,090	0,733	0,449
Гнучкість відносно осі X	83	148	127
Гнучкість відносно осі Y	71	150	107

З таблиці видно, що при проектуванні колон використані двотаври від 20Ш1 до 70Ш2. Звертають на себе увагу низькі коефіцієнти використання міцності та стійкості, які свідчать про надлишкові запаси несучої здатності у 40...55%. Наведені в таблиці досить великі значення гнучкості вказують на те, що значна частина перерізів колон підбиралася з умов граничної гнучкості за ДБН [3]. Це обумовлене недостатньою ефективністю перерізів прокатних двотаврів, які мають надто великі площі перерізів для забезпечення необхідного радіуса інерції. Кращим рішенням могли бути більш тонкостінні зварні колони.

За результатами експериментального проектування отримана залежність маси колон від трьох описаних вище узагальнених факторів. Найбільший вплив виявляє висота колони H ; величини вертикального навантаження від покрівлі N та активного тиску вітру q_a набагато слабкіше впливають на масу колон. Отримана залежність описана аналітичним виразом

$$G = 8,06 \cdot H^2 - 0,365 \cdot N - 16,6 \cdot q_a + 0,097 \cdot H \cdot N + 9,58 \cdot H \cdot q_a - 85,7, \quad (1)$$

числові коефіцієнти якого визначені методом найменших квадратів з використанням функції Microsoft Excel "Пошук рішення". До формули (1) слід підставляти значення H у метрах, N у кН та q_a в кН/м. Результуюче значення маси колони виражене в кілограмах. Формулою (1)

можна скористатися для наближеного оцінювання витрат сталі на колони одноповерхових будівель з широкополичних прокатних двотаврів. У 90% випадків відхилення маси колон, визначеної за формулою (1) від фактичних результатів експериментального проектування не перевищують $\pm 10\%$.

Формула (1) та наведені в роботі [2] коефіцієнти напрямку вітру для усіх областей України дозволяють оцінити вплив орієнтації будівель на металоємність сталевих колон одноповерхових будівель. Враховуючи симетричність однопролітних будівель, наведені в [2] коефіцієнти напрямку вітру для восьми румбів перетворені в коефіцієнти для чотирьох румбів. Для цього вибрані більші значення з двох протилежних напрямків вітру, наприклад північ – південь чи північний схід – південний захід. Приклади початкових та перетворених роз вітрових навантажень наведені на рисунку 1. Внутрішні лінії діаграм відображають дані [2] для восьми напрямків вітру, а зовнішні – перетворені діаграми. З рисунка видно, що для Кіровоградської області з відносно рівномірним розподілом вітрового тиску за напрямками вітру мінімальне значення коефіцієнта напрямку виросло з $C_{dir} = 0,64$ до $C_{dir} = 0,76$. Для Тернопільської області з більш вираженою нерівномірністю вітрового тиску за напрямками мінімальне значення $C_{dir} = 0,36$ збільшилося до $C_{dir} = 0,56$.

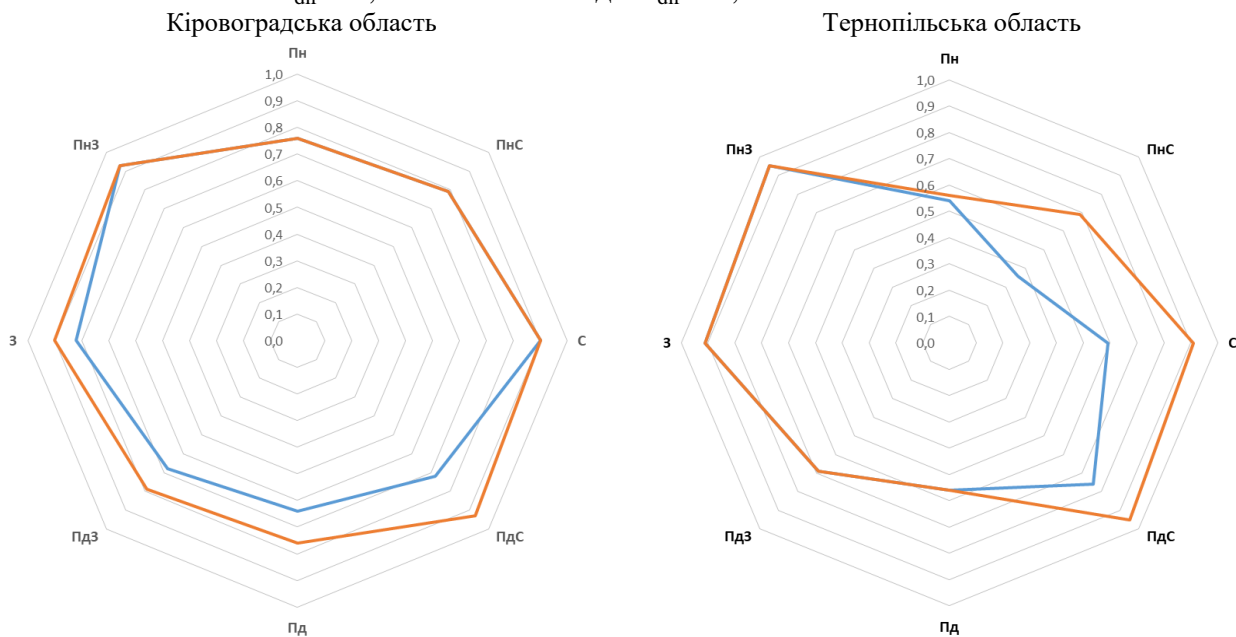


Рисунок 1 – Коефіцієнти напрямку вітру на території Кіровоградської та Тернопільської областей

Можлива економія сталі при урахуванні орієнтації будівель та вітрового тиску для відповідного напрямку оцінена для кожної з 25 областей України за такою процедурою:

1. За наведеними в статті [4] результатами адміністративно-територіального районування визначені характеристичні значення ваги снігового покриву та вітрового тиску на території кожної області.
2. З урахуванням постійного навантаження від ваги утепленої покрівлі $Q_0 = 800$ Па, встановленої для території області величини снігового навантаження та прольоту будівлі 24 м обчислене вертикальне навантаження на колону N.
3. З урахуванням встановленого для території області характеристичного значення вітрового навантаження, висоти будівлі $H = 6$ м, $H = 12$ м та $H = 18$ м обчислені значення активного тиску вітру q_a в п'яти варіантах: без урахування орієнтації будівлі при $C_{dir} = 1$ та для чотирьох значень C_{dir} , що відповідають напрямкам вітру, вказаним у таблиці 3.
4. Для кожної з трьох висот будівель за формулою (1) обчислена маса колони при отриманому значенні вертикального навантаження та при п'яти значеннях коефіцієнтів напрямку вітру.

5. Для кожного з варіантів розрахунку визначені відсотки економії сталі на колони від урахування орієнтації будівлі порівняно з розрахунком при $C_{dir} = 1$.

У результаті виконаних обчислень отримані витрати сталі на 375 колон та 300 значень можливої економії сталі (25 областей, 3 висоти будівлі, 4 напрямки вітру та розрахунок без урахування напрямку). З отриманих результатів у таблиці 3 вибрані найменші, найбільші та середні по території України відсотки економії при чотирьох можливих орієнтаціях поперечних рам одноповерхових будівель.

Дані таблиці вказують на те, що урахування орієнтації будівлі призводить до зменшення металоемності колон в середньому на 1,0...10,4%, а в окремих випадках може сягати 17,5%. Найбільша економія реалізується при орієнтації поперечних рам будівель у напрямках північ – південь та північний схід – південний захід, оскільки вітри саме цих напрямків переважно є слабкішими від інших. Це підтверджується також діаграмами з рисунка 1, на якому коефіцієнти C_{dir} для вказаних напрямків вітру є помітно меншими від коефіцієнтів C_{dir} для напрямків схід – захід та південний схід – північний захід. У деяких випадках спостерігається відсутність економії сталі унаслідок того, що коефіцієнти напрямку вітру наближаються до одиниці.

Таблиця 3 – Відсотки економії сталі на колони одноповерхових будівель.

Висота будівлі	Північ - Південь	Півн. схід – Півд. захід	Схід - Захід	Півд. схід - Півн. захід	Середні за напрямками
Найменші по території України відсотки економії					
6	1,57	2,49	0,00	0,50	1,14
12	0,90	1,38	0,00	0,28	0,64
18	0,66	1,01	0,00	0,20	0,47
Найбільші по території України відсотки економії					
6	17,49	15,82	7,70	13,54	13,64
12	10,54	8,99	4,29	8,03	7,96
18	7,91	6,59	3,13	5,96	5,90
Середні по території України відсотки економії					
6	10,44	7,55	2,30	4,61	6,22
12	6,10	4,39	1,33	2,72	3,63
18	4,52	3,25	0,98	2,02	2,69

З таблиці 3 також видно, що відсотки економії сталі зменшуються з ростом висоти будівлі. На перший погляд це суперечить логічним уявленням, за якими вплив вітру на вищі будівлі має бути більшим. Детальний аналіз результатів експериментального проектування показав, що виявлена залежність обумовлена підбором перерізів високих колон з умови граничної гнучкості при неповному використанні їх несучої здатності.

Виконані дослідження дозволяють зробити такі **висновки**:

1. За результатами експериментального проектування отримана формула, яка дозволяє прогнозувати витрати сталі на колони однопротітних одноповерхових будівель залежно від їх висоти, сумарного навантаження від покрівлі та активної складової вітрового тиску..

2. Урахування орієнтації будівель при проектуванні колон каркасу може дати істотну економію сталі за рахунок уточнення вітрового тиску для відповідного напрямку вітру. Цей ефект можна використовувати лише для будівель, розміщених на відкритій рівнинній місцевості та за умови уточнення коефіцієнтів напрямку вітру за результатами спостережень на найближчих метеостанціях.

3. Розроблену методику прогнозування металоємності колон та оцінювання ефекту від урахування коефіцієнтів напрямку вітру можна адаптувати до каркасних будівель інших типів, зокрема багатопролітних та багатоповерхових.

Список літератури

1. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2007. – 60 с.
2. Пашинський В.А. До нормування вітрового навантаження для території України. / В.А. Пашинський, Т.М. Деркач // Вісник ДДАБіА. – № 2002-4 (29). – с. 107-111.
3. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014.
4. Пашинський В.А. Районування характеристичних значень кліматичних навантажень на території України. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / В.А. Пашинський, Г.Б. Філімоніхін, М.В. Пашинський. – К. : Вид-во «Сталь», 2018. – Вип. 19 – С. 88-100.

УДК 624.014

ОПТИМІЗАЦІЯ БАЛКОВИХ КЛІТОК УСКЛАДНЕНОГО ТИПУ

Р.М. Глушенко, *магістрант гр. Бі 19МЗ*

Науковий керівник – **В. А. Пашинський**, *проф., д-р техн. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Економічні показники сталевих балкових кліток значною мірою залежать від правильного вибору товщини настилу, а також кроків балок настилу та допоміжних балок. В роботі [1] шляхом експериментального проектування були знайдені оптимальні значення товщини сталевих настилу та кроку балок настилу в балкових клітках нормального типу залежно від величини корисного навантаження та кроку головних балок. Окрім того, в [1] отримана формула для орієнтовного визначення маси настилу та балок настилу:

$$G_H = 1,28 L_H - 0,31 Q_0 + 0,33 L_H Q_0 + 29, \quad (1)$$

де G_H – маса в кг/м²; L_H – проліт балок настилу в метрах; Q_0 – корисне навантаження в кПа.

Дана робота присвячена пошуку оптимальної розкладки другорядних балок у балкових клітках ускладненого типу. З урахуванням реальних галузей використання сталевих балкових кліток та результатів роботи [1] виконане експериментальне проектування балкових кліток ускладненого типу з такими параметрами:

- проліт другорядних балок, рівний кроку головних балок $L_d = 6 \text{ м}, 9 \text{ м}, 12 \text{ м}, 15 \text{ м}, 18 \text{ м};$

- рівномірно розподілене навантаження на перекриття з характеристичним значенням $Q_0 = 2$ кПа, 9 кПа, 16 кПа, 23 кПа, 30 кПа;
- крок другорядних балок $V_D = 2$ м, 3 м, 4 м, 5 м, 6 м, 7 м, 8 м, 9 м.

Таким чином, усього було заплановано розрахувати 200 варіантів балкових кліток ускладненого типу. У процесі виконання розрахунків оптимальна товщина настилу та відповідний крок балок настилу обиралися за даними [1] з урахуванням навантаження на перекриття Q_0 та прольоту балок настилу, рівного кроку другорядних балок $L_H = V_D$. Вага настилу з балками настилу визначалася за формулою (1), а вага другорядних балок – за результатами підбору їх перерізів. Перерізи другорядних балок підбиралися з прокатних двотаврів балкового типу за сортаментом [2], виконаних зі сталі С 245. Розрахунки виконувалися згідно з вимогами ДБН [3] та рекомендаціями [4]. Перевірялася міцність за нормальними напруженнями згідно з вимогами ДБН [3] та жорсткість балок відповідно до вимог ДСТУ [5]. При великих прольотах, навантаженнях і кроках балок несуча здатність найбільшого в сортаменті [2] двотавра 100Б4 виявилася недостатньою. Тому реально вдалося підібрати перерізи 149 другорядних балок з 200 запланованих.

Для кожної комбінації прольоту другорядних балок L_D (кроку головних балок) і навантаження Q_0 з результатів розрахунків вибрано крок другорядних балок V_D , який забезпечує найменші сумарні витрати сталі на настил, балки настилу та другорядні балки. Саме цей крок визначає оптимальне конструктивне рішення балкової клітки. Схема вибору оптимального кроку другорядних балок для комбінації кроку головних балок $L_D = 9$ м та навантаження $Q_0 = 23$ кПа показана на рисунку 1.

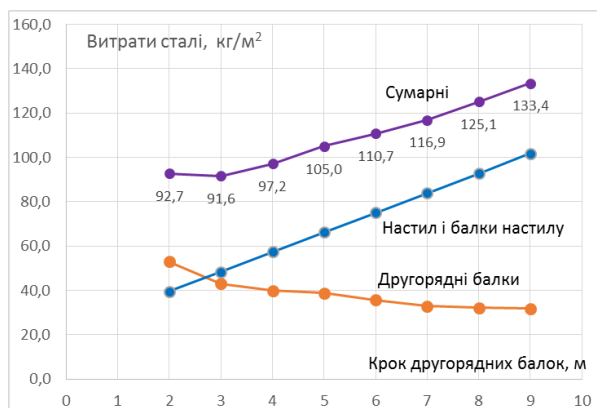


Рисунок 1 – Залежності витрат сталі від товщини настилу

З рисунка видно, що при збільшенні кроку другорядних балок визначена за формулою (1) маса настилу з балками настилу лінійно зростає, маса другорядних балок зменшується, а сумарна маса квадратного метра перекриття приймає мінімальне значення про кроці другорядних балок $V_D = 3$ м. Цей крок і є оптимальним конструктивним рішенням.

Оптимальні кроки другорядних балок та відповідні значення сумарних витрат сталі на один квадратний метр перекриття для усіх розглянутих комбінацій навантаження та кроку головних балок наведені в таблиці 1. При великих навантаженнях і прольотах другорядних балок оптимальне рішення не знайдене унаслідок недостатньої несучої здатності найбільшого в сортаменті [2] двотавра 100Б4.

Таблиця 1 – Параметри оптимальних рішень балкових кліток ускладненого типу

Q_0 кПа	Оптимальні кроки другорядних балок (м) при їх прольотах (м)					Сумарні витрати сталі (кг/м ²) при прольотах другорядних балок (м)				
	6	9	12	15	18	6	9	12	15	18
2	3	4	5	6	7	41,7	45,9	52,7	59,3	64,7
9	2	3	3	4	5	51,2	63,3	74,4	87,7	99,1
16	2	3	3	4		61,2	79,1	96,9	114,8	
23	2	3	3			69,5	91,6	113,1		
30	2	3	3			78,6	106,4	130,1		

Табличні залежності оптимального кроку другорядних балок та маси несучих конструкцій одного квадратного метра перекриття від прольоту другорядних балок (кроку головних балок) та характеристичного значення навантаження на перекриття описані аналітичними виразами

$$B_d = 0,9 + 0,175 L_d + 0,33 L_d / Q_0, \quad (2)$$

$$G = 1,46 L_d - 0,28 Q_0 + 0,27 L_d Q_0 + 30, \quad (3)$$

де B_d – оптимальний крок другорядних балок в метрах; L_d – проліт другорядних балок (крок головних балок) в метрах; Q_0 – характеристичне значення корисного навантаження в кПа;

Розмежування зон раціонального використання балкових кліток нормального типу та ускладненого типів виконане з умови рівності витрат сталі на квадратний метр перекриття (1) та (2). У результаті отримано графік з рисунка 2, який дозволяє виявити кращий тип розкладки балок за критерієм металоємності. При менших значеннях навантаження й кроку головних балок (зона нижче розмежувальної лінії) менші витрати сталі дає нормальний тип розкладки балок, а зона вище розмежувальної лінії відповідає зоні раціонального використання балкових кліток ускладненого типу.



Рисунок 2 – Розмежування типів розкладки балок

Слід відмітити, що в зоні поблизу лінії розмежування витрати сталі на балкові клітки нормального та ускладненого типу є досить близькими, що дозволяє обирати тип розкладки балок з урахуванням інших конструктивних особливостей (кількість монтажних одиниць, складність конструкції тощо). Ця особливість може дещо розширити область раціонального використання балкових кліток нормального типу.

Отримані результати дозволили розробити алгоритм оптимального проектування балкових кліток, який зводиться до такої послідовності дій:

1. Виходячи з кроку головних балок та характеристичного значення навантаження на перекриття, за рисунком 2 обирається тип розкладки балок. Якщо обрано ускладнений тип балкової клітки, за формулою (2) визначається крок другорядних балок та узгоджується з прольотом головних балок.
2. З урахуванням корисного навантаження та прольоту балок настилу за вказівками [1] визначається оптимальна товщина сталевого настилу та його допустимий проліт за вказівками [4]. Здійснюється проектування балки настилу згідно з вимогами [3, 5] і рекомендаціями [4]. Проліт балок настилу приймається рівним кроку головних балок при нормальному типі балкової клітки чи кроку другорядних балок при ускладненому,
3. За встановленим у пункті 1 кроком другорядних балок визначаються зусилля в них з урахуванням заданого корисного навантаження та ваги металевих конструкцій. Підбирається переріз другорядної балки згідно з вимогами [3, 5] та рекомендаціями [4].
4. З урахуванням прийнятих конструкцій обчислюються витрати сталі на перекриття (на один квадратний метр, на все перекриття чи на іншу одиницю вимірювання).

За викладеним алгоритмом виконані приклади проектування балкових кліток при характеристичних значеннях корисного навантаження $Q_0 = 6$ кПа та 16 кПа та кроках головних балок 6 м і 12 м. З метою порівняння результатів для кожної з чотирьох комбінацій навантаження й кроку головних балок запроектовані балкові клітки як нормального, так і ускладненого типу. Аналіз отриманих результатів дозволив зробити такі висновки щодо витрат сталі на балкові клітки нормального та ускладненого типу при однакових комбінаціях кроку головних балок та навантаження на перекриття:

1. Прогнозні витрати сталі, обчислені за формулами (1) і (3), відрізняються від фактичних витрат сталі, отриманих за результатами проектування, в межах $-9,8\% \dots +1,8\%$ при

середньому відхиленні $-4,2\%$. Недолік формул прогнозування (1) і (3) полягає в незначному заниженні витрат сталі у більшості випадків.

2. Різниця між металоємністю балкових кліток нормального та ускладненого типу змінюється від $-9,3\%$ до $+13,0\%$ і у двох випадках з чотирьох не перевищує 2% .
3. За фактичними витратами сталі балкова клітка нормального типу є кращою від ускладненого в одному випадку (при кроці головних балок 6 м та навантаженні на перекриття 6 кПа), що відповідає рисунку 2.
4. При близьких витратах сталі перевага балкових кліток нормального типу полягає у значно меншій кількості балок, що повинно дати істотну економію витрат праці та часу при виконанні монтажних робіт. У таких випадках доцільно віддавати перевагу більш простим за конструкцією балковим кліткам нормального типу.

Список літератури

1. Кирилюк І.М. Оптимальна розкладка балок у балкових клітках нормального типу. // Збірник матеріалів VI студентського науково-практичного семінару "Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій" – Кропивницький: ЦНТУ, 2018. – с. 40-43.
2. ГОСТ 26020-83 Двутавры стальные горячекатанные с параллельными гранями полок. Сортамент. М.: Госстандарт СССР, 1986. – 6 с.
3. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
4. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: / За ред. Ф.Є Клименка : Підручник. – 2-ге видання, випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
5. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд України, 2006. – 9 с.
6. В.А. Пашинський. Статистичні методи в інженерних дослідженнях: Навчальний посібник для здобувачів вищої освіти з інженерних спеціальностей. – Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – 106 с.

ТЕХНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТА ОБЛАСТІ РАЦІОНАЛЬНОГО ВИКОРИСТАННЯ БІСТАЛЕВИХ БАЛОК

І.С. Потєєв, *магістрант гр. БІ-19 М*

Науковий керівник – **В.А. Пашинський**, *проф. д-р техн. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Сталеві балки використовуються в покрівлях та перекриттях виробничих і цивільних будівель зі сталевим каркасом, а також у робочих площадках цехів різного призначення. Одним з ефективних типів зварних балок є бісталеві балки, пояси яких виконуються з легованої сталі підвищеної міцності, а менш напружена стінка – з дешевої маловуглецевої сталі. За класифікацією ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції" [1] бісталеві балки відносяться до конструкцій другого класу, які працюють в умовах часткового розвитку пластичних деформацій. Пластичні деформації розвиваються в зонах стінки поблизу поясів, а максимальні напруження в поясах доводяться до розрахункового опору використаної для них легованої сталі.

В нормах проектування [1] і в навчальній літературі [2, 3] описана методика розрахунків і конструювання звичайних і бісталевих зварних балок, яка включає методи перевірки міцності, жорсткості, загальної стійкості балки та місцевої стійкості полицок і стінки. Актуальним завданням залишається виявлення області раціонального використання бісталевих балок з урахуванням їх прольотів, діючих навантажень та використаних марок сталей. Це завдання може бути розв'язане шляхом експериментального проектування бісталевих та звичайних зварних балок, виконаних з однієї марки сталі.

Аналіз норм проектування [1, 4], технічної літератури та інтернет-сайтів дозволив встановити, що зварні балки покрівель, перекрить і робочих площадок у виробничих будівлях найчастіше мають прольоти від 10 м до 24 м і сприймають граничні розрахункові значення погонного навантаження до 120 кН/м. На інтернет-сайтах постачальників прокату наявні ціни на листовий прокат з маловуглецевої сталі В Ст3пс, а також з низьколегованих сталей 09Г2С та 10ХСНД, які норми [1] дозволяють використовувати для балок покрівель, перекрить і робочих площадок. Виходячи з викладеного, розроблений план експериментального проектування, згідно з яким необхідно виконати розрахунки балок таких типів:

Тип 1 – зварні балки зі сталі В Ст3псб;

Тип 2 – зварні балки зі сталі 09Г2С;

Тип 3 – зварні балки зі сталі 10ХСНД;

Тип 4 – бісталеві балки зі сталей В Ст3псб та 09Г2С;

Тип 5 – бісталеві балки зі сталей В Ст3псб та 10ХСНД.

Для кожного типу балок заплановано виконати розрахунки для шести прольотів $L = 9, 12, 15, 18, 21, 24$ м під п'ять значень рівномірно розподіленого погонного навантаження $q = 5, 35, 65, 95, 125$ кН/м. Таким чином, усього заплановано розрахувати 60 бісталевих балок та 90 зварних балок, виконаних з однієї марки сталі.

Для реалізації значного обсягу чисельного експерименту в середовищі Microsoft Excel розроблений розрахунковий бланк, який дозволяє підбирати перерізи бісталевих балок та звичайних зварних балок, виконаних з однієї марки сталі. Для цього встановлюються розрахункові опори сталі та інші розрахункові параметри, задаються розміри стінки й полицки та автоматично виконуються перевірки міцності за нормальними й дотичними напруженнями, місцевої стійкості стиснутого поясу та стінки, а також жорсткості балки за вимогами ДБН [1]. Змінюючи розміри полицок і стінки, слід добитися виконання вказаних вимог з мінімально можливими запасами.

Порівняння показало, що при однакових розрахункових опорах поясів і стінки розрахункові формули [1] для перевірки міцності бісталевих балок виводяться у формули

для балок з однієї марки сталі. Аналіз умов забезпечення місцевої стійкості стінок бісталевих і звичайних зварних балок дозволив з певним запасом надійності встановити єдине гранично допустиме значення умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_{uw} = 3,5$. Це дозволило уніфікувати розрахунки звичайних та бісталевих балок і спростити розроблений розрахункових бланк та процес експериментального проектування

Вартість зварних сталевих балок визначена на основі методики, розробленої в статті [5]. Запропонована там формула укрупненої розцінки модифікована з метою роздільного урахування ціни прокату для стінки, поясів та ребер жорсткості:

$$C = G K_M + K_3 (G_{II} C_{II} + G_C C_C + G_P C_P), \quad (1)$$

де $K_3 = 1,19$ – коефіцієнт для визначення заводської вартості зварної балки;

$K_M = 2515$ – коефіцієнт для визначення вартості монтажу балки;

C_{II}, C_C, C_P – ціна листового прокату для поясів, стінки та ребер жорсткості;

G_{II}, G_C, G_P – маса поясів, стінки та ребер жорсткості;

$G = G_{II} + G_C + G_P$ – повна маса балки в тонах.

Необхідні для визначення вартості балок за формулою (1) ціни на листовий прокат сталі трьох марок: СтЗпс, 09Г2С та 10ХСНД встановлені за даними інтернет-сайтів постачальників прокату. Ціни на прокат мають помітний розкид між різними товщинами та різними постачальниками, але спостерігається загальна тенденція до зростання ціни при збільшенні товщини прокату. Тому в подальших розрахунках для кожної з трьох марок сталі використані середні ціни на тонкі (до 16..20 мм) та товсті листи (18...40 мм).

У результаті експериментального проектування для кожної з 160 розрахованих балок отримані розміри та геометричні характеристики поперечного перерізу, проміжні величини, результати перевірок міцності, жорсткості та місцевої стійкості, а також вартість запроєктованих балок. Висота і площа двотаврового перерізу, витрати сталі та вартість балок зростають при збільшенні прольоту й навантаження і змінюються залежно від типу і матеріалу балок.

З метою порівняння характеристик обчислені відсотки відхилень висоти перерізу, маси та вартості балок типів 2...4 від характеристик балок типу 1, повністю виконаних з маловуглецевої сталі. В таблиці 1 наведені межі зміни цих відхилень та їх середні значення, які дозволяють порівняти балки різних типів.

Таблиця 1 – Межі зміни характеристик зварних балок

Показники	Зміни характеристик для балок типів (у відсотках)			
	Тип 2	Тип 3	Тип 4	Тип 5
	Зміни висоти перерізу			
Максимальне зменшення	-15,0	-21,2	-14,5	-16,5
Середні зміни	-5,6	-3,6	-1,1	+2,2
Максимальне зростання	+11,6	+12,6	+14,3	+31,2
	Зміни маси балок			
Максимальне зменшення	-14,7	-22,0	-19,7	-27,7
Середні зміни	-3,2	-4,5	-9,8	-13,7
Максимальне зростання	+15,6	+17,0	+1,4	+5,3
	Зміни вартості балок			
Максимальне зменшення	-18,6	-11,3	-23,2	-18,6
Середні зміни	-3,5	+8,2	-10,1	-2,6
Максимальне зростання	+16,4	+28,4	+2,1	+15,1

З таблиці 1 видно, що марка сталі в середньому мало впливає на висоту перерізу балки. Істотні відмінності спостерігаються в окремих випадках і не характеризуються вираженою залежністю від прольоту й навантаження на балку. Маса балок, повністю виконаних з низьколегової сталі, у середньому на 3...5% менша від маси балок першого типу. Низька ефективність пояснюється тим, що значна частина перерізів цих балок

підібрана за вимогами жорсткості при неповному використанні міцності легованої сталі. Витрати сталі на бісталеві балки залежать від міцності сталі поясів: при використанні сталі 09Г2С маса балок у середньому зменшується на 10% порівняно з балками першого типу, а використання для поясів більш міцної сталі 10ХСНД забезпечує зменшення маси у середньому на 14%.

Деяко іншою є картина змін вартості балок. Балки, повністю виконані зі сталі 09Г2С, у середньому виявилися дешевшими від балок зі сталі СтЗпс на 3,5%. а використання сталі 10ХСНД призводить до зростання вартості на 8%. Це обумовлено тим, що витрати сталі 10ХСНД не набагато менші від витрат маловуглецевої сталі, але її ціна приблизно на 40% більша від ціни маловуглецевої сталі. Бісталеві балки з поясами із сталі 09Г2С дають середню економію в 10%, а використання сталі 10ХСНД призводить до зростання вартості балок на 3% унаслідок дороговизни цієї сталі.

Виконані дослідження дозволили розробити такі рекомендації щодо вибору раціонального типу зварних балок за критерієм мінімальної вартості залежно від їх прольоту та діючого навантаження:

1. Раціональний тип зварних балок рекомендується обирати за таблицею 2, у якій для кожної з 30-ти розглянутих комбінації прольоту та навантаження вказані типи балок з найменшою вартістю. Перша або єдина цифра в комірці таблиці позначає найдешевших тип балок, а друга – тип балок, які є дорожчими в межах 5%.

Таблиця 2 – Раціональні типи зварних балок

q, кН/м	Типи балок з найменшою вартістю при прольотах					
	9 м	12 м	15 м	18 м	21 м	24 м
5	1, 4	1, 4	1, 4	1, 4	1, 4	4, 1
35	4, 2	4, 5	4	4, 1	1, 4	4, 1
65	4, 5	4, 2	4	4	4	4
95	4, 2	4	4, 2	5	4	4
125	4, 2	4	2, 4	5, 4	4, 5	4

2. Спрощене правило вибору раціонального типу зварних балок полягає в тому, що при погонних навантаженнях до 30 кН/м слід обирати зварні балки зі сталі В СтЗпсб, а при більших навантаженнях – бісталеві балки типу 4 зі стінкою із сталі В СтЗпсб та поясами із сталі 09Г2С. Такий вибір гарантує можливість повного використання міцності сталі та вартість запроектованих балок, близьку до мінімально можливої.

3. Використання сталі марки 10ХСНД є нераціональним унаслідок значно більшої ціни листового прокату з цієї сталі.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014.
2. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: / За ред. Ф.Є Клименка : Підручник. – 2-ге видання, випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с..
3. Металлические конструкции. Учебник для студентов высших учебных заведений / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева и др. ; под редакцией Ю.И. Кудишина. 10-е издание. – М.: Издательский центр "Академия", 2007. – 688 с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2007.
5. Пашинський В.А., Скриннік І.О., Харченко І.В., Хачатурян С.Л. Вагові характеристики та області раціонального використання сталевих балок у будівлях та конструкціях вантажопідійомних машин // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 1(32). Кропивницький: ЦНТУ. 2019. – С 248-235.

УДК 624.014

ТЕРИТОРІАЛЬНЕ РАЙОНУВАННЯ СТАТИСТИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК РІЧНИХ МАКСИМУМІВ СНІГОВОГО ТА ВІТРОВОГО НАВАНТАЖЕНЬ

Д.С. Прокопенко, магістрант гр. БІ-19 М

В.О. Семко, проф. д-р техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Однією з найважливіших складових інформаційного забезпечення розрахунків надійності будівельних конструкцій є імовірнісні моделі та статистичні характеристики навантажень. У результаті масштабних досліджень кліматичних навантажень і впливів, які виконувалися в попередні роки, отримані статистичні характеристики послідовностей максимальних значень снігового й вітрового навантаження для метеостанцій України. Метою даної роботи є узагальнення й територіальне районування вказаних статистичних характеристик, яке забезпечить можливість виконання імовірнісних розрахунків надійності несучих будівельних конструкцій в умовах різних регіонів України.

Вихідними даними для аналізу є результати статистичної обробки вибірок річних максимумів ваги снігового покриву та максимального тиску вітру на 172 рівнинних метеостанціях України, переважна більшість яких розміщена на висотах 80...300 м над рівнем моря. Ці дані запозичені з робіт [1, 2], де вони були використані для територіального районування характеристичних значень кліматичних навантажень. Створене в середовищі Microsoft Excel база даних описана в роботі [3].

Районування статистичних характеристик снігового й вітрового навантаження полягає в поділі території України на зони, для кожної яких встановлюються певні значення математичного сподівання й стандарту послідовностей річних максимумів ваги снігового покриву та вітрового тиску. Зональними вважаються середні значення математичного сподівання й стандарту за даними метеостанцій, які відносяться до цієї зони. У даній роботі районування статистичних характеристик реалізоване у двох описаних нижче варіантах.

У першому варіанті районування в якості виділених зон прийняті територіальні райони з карт районування характеристичних значень в ДБН В.1.2-2:2006 [4]. На картах ДБН територія України розділена на шість снігових районів з характеристичними значеннями ваги снігового покриву $S_0 = 800, 1000, 1200, 1400, 1600, 1800$ Па та на п'ять вітрових районів з характеристичними значеннями вітрового тиску $W_0 = 400, 450, 500, 550, 600$ Па. До кожного з районів потрапило від 11 до 75 метеостанцій. Лише найменший за площею 5-тий вітровий район, розміщений в Приазов'ї, представлений 5 метеостанціями. Результати виконаного районування статистичних характеристик річних максимумів снігового та вітрового навантаження наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 – Районні статистичні характеристики послідовностей річних максимумів ваги снігового покриву та вітрового тиску

Район ДБН	Вага снігового покриву, Па				Вітровий тиск, Па			
	N	S_0	M_{SP}	S_{SP}	N	W_0	M_{WP}	S_{WP}
1	11	800	211	132	20	400	142	52
2	23	1000	276	192	46	450	167	69
3	20	1200	344	224	75	500	196	78
4	58	1400	451	293	24	550	215	82
5	43	1600	531	353	6	600	224	87
6	17	1800	649	398				

Наведені в таблиці 1 районні значення математичних сподівань та стандартів вибірок річних максимумів ваги снігового покриву й вітрового тиску можна використовувати для

узагальненого оцінювання показників надійності несучих будівельних конструкцій, що експлуатуються в межах відповідних снігових і вітрових районів ДБН В.1.2-2:2006. Графіки, побудовані за даними таблиці 1, вказують на монотонне зростання районних значень математичних сподівань та стандартів при збільшенні номера снігового чи вітрового району та відповідного характеристичного значення снігового чи вітрового навантаження.

Другий варіант узагальнення статистичних характеристик базується на методиці адміністративно-територіального районування [1], при якій територіальними зонами вважаються адміністративні області України. Як і в попередньому випадку, для кожної з 24 областей та АР Крим визначені середні по області значення статистичних характеристик розподілів річних максимумів ваги снігового покриву та вітрового тиску. Отримані обласні значення математичних сподівань M_{SO} , M_{WO} і стандартів S_{SO} , S_{WO} снігового та вітрового навантажень наведені в таблиці 2.

Таблиця 2 – Обласні статистичні характеристики послідовностей річних максимумів ваги снігового покриву та вітрового тиску

Області України	N	Вага снігу, Па		Вітровий тиск, Па	
		M_{SO}	S_{SO}	M_{WO}	S_{WO}
АР Крим	16	225	171	205	74
Вінницька	8	507	314	183	70
Волинська	6	412	233	179	76
Дніпропетровська	10	372	300	200	69
Донецька	8	439	371	211	95
Житомирська	5	566	324	181	71
Закарпатська	4	495	332	147	60
Запорізька	7	316	224	184	81
Івано-Франківська	2	431	252	183	81
Київська	10	539	345	139	53
Кіровоградська	8	416	277	164	76
Луганська	5	427	271	179	71
Львівська	9	450	268	226	95
Миколаївська	4	316	203	188	98
Одеська	10	342	203	187	72
Полтавська	7	557	362	167	57
Рівненська	3	437	263	200	76
Сумська	6	657	391	150	54
Тернопільська	4	486	318	210	73
Харківська	9	547	359	179	71
Херсонська	9	247	161	211	92
Хмельницька	5	508	280	207	79
Черкаська	8	540	369	167	66
Чернівецька	1	459	260	211	68
Чернігівська	8	641	391	162	74

Характер територіальної мінливості математичних сподівань розподілів річних максимумів ваги снігового покриву та вітрового тиску відображений на схематичних картах з рисунків 1 і 2. Порівняння з відповідними картами територіального районування ДБН [4] вказує на близькість характеру територіальної мінливості обласних значень математичних сподівань та відповідних характеристичних значень снігового й вітрового навантаження.

Снігове навантаження загалом зростає з півдня на північ України. Найменші значення математичного сподівання річних максимумів спостерігається в АР Крим, а найбільші – в Сумській області. Найменше вітрове навантаження спостерігається в центральній і в

північно-східній частині території України та в Закарпатті, а найбільше – в Приазов’ї, в Криму та в районі Карпат.

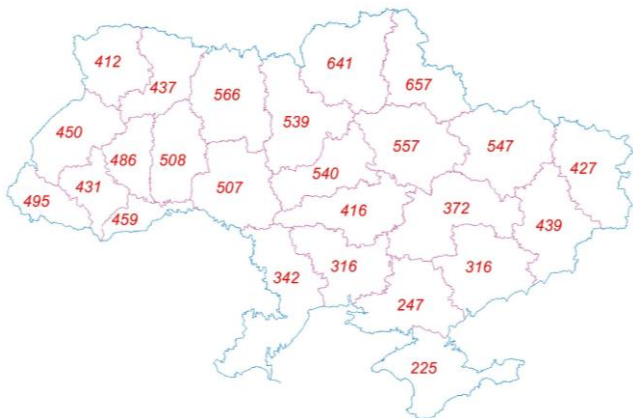


Рисунок 1 – Територіальна мінливість обласних значень математичного сподівання розподілів річних максимумів ваги снігового покриву

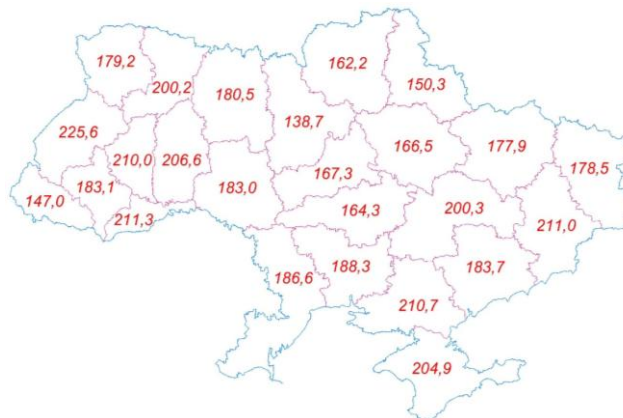


Рисунок 2 – Територіальна мінливість обласних значень математичного сподівання розподілів річних максимумів вітрового тиску

Аналіз даних таблиці 2 показав, що стандарти вибірок річних максимумів ваги снігового покриву та вітрового тиску змінюються по території України приблизно таким же чином, як і математичні сподівання. Кореляційний аналіз залежностей обласних значень стандартів від математичних сподівань показав, що між ними є лінійний статистичний зв'язок, але великий розкид даних у цих залежностях робить неможливим достатньо точне визначення стандартів через математичні сподівання.

Виконані дослідження дозволяють зробити такі **висновки**:

1. Територіальне районування статистичних характеристик снігового та вітрового навантаження виконане за результатами статистичної обробки вибірок річних максимумів ваги снігового покриву та вітрового тиску на 172 рівнинних метеостанціях України.
2. Для кожного снігового та вітрового району з карт ДБН В.1.2-2:2006 встановлені районні значення, а для кожної області України – обласні значення математичного сподівання й стандарту розподілів річних максимумів ваги снігового покриву та вітрового тиску, як середні в межах районів ДБН В.1.2-2:2006 або адміністративних областей.
3. Отримані в роботі узагальнені районні та обласні значення статистичних характеристик річних максимумів ваги снігового покриву та максимального тиску вітру призначені для використання в імовірнісних розрахунках надійності несучих будівельних конструкцій, розміщених у різних регіонах України.

Список літератури

1. Пашинський В.А. Районування характеристичних значень кліматичних навантажень на території України / В.А. Пашинський, Г.Б. Філімоніхін, М.В. Пашинський // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2018. Випуск 19. С. 88-100.
2. Пашинський М.В. Запаси територіального районування кліматичних навантажень в ДБН В.1.2-2:2006 / М.В. Пашинський // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць. Випуск 8. Луцьк, 2017 р. – С. 202-209.
3. Прокопенко Д. Вихідні дані та завдання територіального районування статистичних характеристик кліматичних навантажень // Збірник тез доповідей здобувачів вищої освіти LIV науково-технічної online конференції «Наука в ЦНТУ: основні досягнення та перспективи розвитку» за підсумками проведення «Дня науки – 2020» 13 травня 2020 року. Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – С 119-120.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2007. – 60 с.

МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ КЛІМАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ ЗА ДАНИМИ ЛОКАЛЬНОЇ МЕРЕЖІ МЕТЕОСТАНЦІЙ

С.О. Солдатов, *магістрант гр. БІ-19 М*

В.О. Семко, *проф. д-р техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

При проектуванні будівельних конструкцій характеристичні значення снігового та вітрового навантажень зазвичай визначаються за картами територіального районування ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи" [1]. Великі площі територіальних районів можуть призвести до виникнення надмірних запасів, що є особливо важливим при оцінюванні технічного стану несучих конструкцій існуючих будівель. Кліматичні навантаження на такі конструкції слід визначати не для територіального району в цілому, а для конкретної географічної (проектної) точки.

Це можна здійснити шляхом урахування даних метеостанцій, близьких до будівельного майданчика. Відомо декілька методів узагальнення даних суміжних метеостанцій, одним з яких є метод площинної апроксимації, обґрунтований у статті [2] та використаний і роботі [3] для опису територіальних змін температури атмосферного повітря. Суть цього методу полягає у тому, що характеристичні значення навантаження на довколишніх метеостанціях описуються рівнянням площини

$$Z = A + B \cdot X + C \cdot Y, \quad (1)$$

де X , Y – координати метеостанції чи проектної точки, які можуть бути задані градусами географічної довготи й широти;

A , B , C – коефіцієнти, визначені методом найменших квадратів [4] за даними локальної мережі метеостанцій.

Характеристичне значення навантаження в заданій географічній (проектній) точці визначається за формулою (1) з підстановкою координат цієї точки. У статті [2] для кожної проектної точки формується локальна мережа з метеостанцій, розміщених поблизу цієї точки. В роботі [3] запропоновано отримати рівняння площини (1), яке досить точно описує зміни навантаження на певній території. Можливість такого рішення підтверджена на прикладі опису змін розрахункових параметрів температури повітря на території Кіровоградської області. Такий підхід дозволяє використовувати рівняння (1) з фіксованими коефіцієнтами A , B , C , придатними для усієї території області. Коефіцієнти рівняння такої площини обчислюються за методом найменших квадратів один раз і використовуються для визначення навантаження в довільній точці області.

Мета даної роботи полягає у тому, щоб реалізувати методику визначення характеристичних значень ваги снігового покриву та максимального тиску вітру методом площинної апроксимації в довільних точках декількох регіонів України.

У якості вихідних даних для використані характеристичні значення ваги снігового покриву та максимального тиску вітру для 172 рівнинних метеостанцій України, які були систематизовані та використані для територіального районування кліматичних навантажень в роботах [5, 6]. Ці дані разом з географічними координатами метеостанцій занесені на спеціально розроблений у середовищі Microsoft Excel розрахунковий бланк, який дозволяє задати координати проектної точки, сформувані локальну мережу метеостанцій, з використанням функції "Пошук рішення" обчислити коефіцієнти рівнянь площини (1) для опису територіальних змін характеристичних значень снігового й вітрового навантаження та визначити ці значення для проектної точки.

Результати площинної апроксимації залежать від розміру локальної мережі метеостанцій. Збільшення радіуса охоплення метеостанцій підвищує достовірність кінцевого результату площинної апроксимації унаслідок збільшення обсягу врахованої

метеорологічної інформації. З іншого боку, на території значного розміру тенденція змін навантаження може істотно відхилитися від площини, що призведе до значних похибок при використанні рівняння (1). Для визначення раціонального розміру локальної мережі метеостанцій виконані розрахунки для трьох проектних точок, розміщених у містах Ямпіль Хмельницької області, Лубни Полтавської області та Нижні Сірогози Херсонської області. Ці міста розміщені в різних районах України і таким чином відображають різні географічні та кліматичні умови. Характеристичні значення снігового та вітрового навантаження в обраних проектних точках обчислені для п'яти значень радіуса зони локальної мережі: 50, 75, 100, 150, 200 км. Результати розрахунків відображені на рисунку 1.

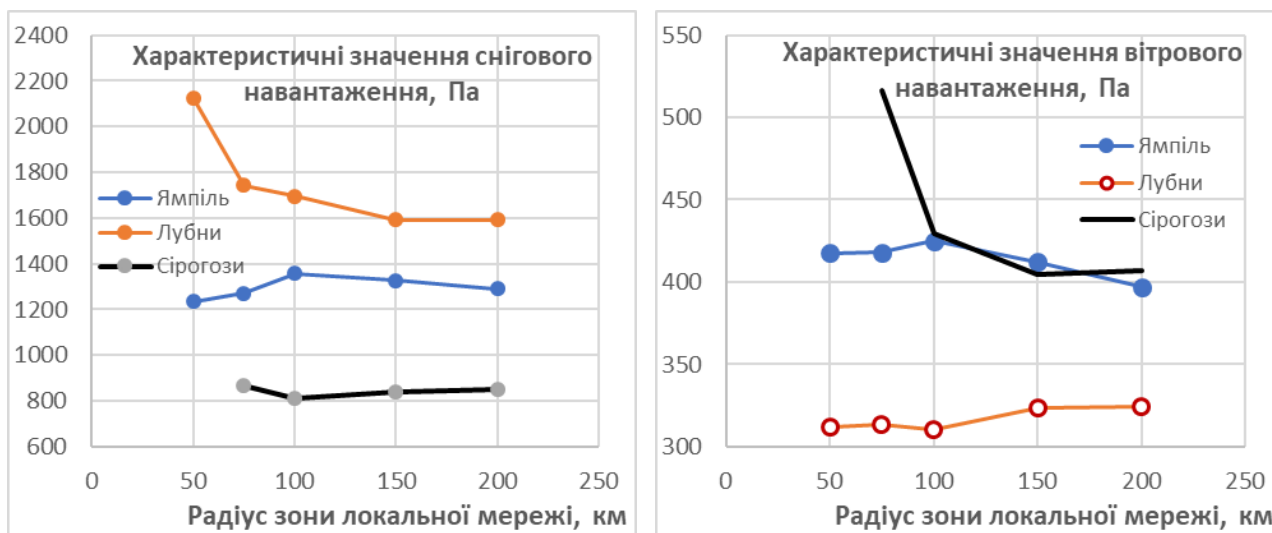


Рисунок 1 – Зміни характеристичних значень залежно від розміру зони локальної мережі метеостанцій

З рисунка 1 видно, що характеристичні значення снігового та вітрового навантаження, обчислені при малих розмірах локальної мережі метеостанцій, можуть бути достатньо випадковими, а при радіусі зони локальної мережі у 100...150 км вони явно стабілізуються. Це дозволяє для визначення характеристичних значень снігового та вітрового навантаження рекомендувати використання локальної мережі метеостанцій, яка розміщується довкола проектної точки в зоні з радіусом 100...150 км.

Описана процедура передбачає проведення апроксимуючої площини методом найменших квадратів [4], а тому забезпечує отримання осереднених результатів. У такому випадку приблизно для половини метеостанцій результати площинної апроксимації забезпечують запас надійності, а для іншої половини метеостанцій ці результати є меншими від фактичних даних, отриманих за результатами метеорологічних спостережень. Для забезпечення запасів надійності при використанні методу площинної апроксимації слід оцінити випадковий розкид даних окремих метеостанцій відносно апроксимуючої площини (1), після чого підняти цю площину на величину імовірного перевищення осередненого навантаження. З таких міркувань отримане рівняння

$$Z = A + B \cdot X + C \cdot Y + t_{\beta} \cdot S_{\Delta}, \quad (2)$$

де t_{β} – аргумент функції нормального розподілу, який визначається за таблицею [4] та відповідає необхідній забезпеченості β результату визначення навантаження за формулою (2);

S_{Δ} – стандарт вибірки відхилень фактичних даних метеостанцій від площини (1).

В роботі [6] показано, що забезпеченість територіального районування кліматичних навантажень (частка метеостанцій, для яких районні характеристичні значення перевищують фактичні дані) в нормах [1] складає 0,70...0,91. Виходячи з цього, у подальших розрахунках прийнята забезпеченість результату $\beta = 0,9$ при $t_{\beta} = 1,28$ та відповідним чином модернізовано розрахунковий бланк Microsoft Excel.

Для визначення кліматичних навантажень на території Кіровоградської області сформована локальна мережа 20 метеостанцій, 8 з яких знаходиться на території області. Схема розміщення метеостанцій зображена на рисунку 2. Координати проектної точки ($31,9^\circ$ східної довготи і $48,5^\circ$ північної широти), яка розташована поблизу с. Миколаївка визначені як середні з найбільш східної та західної, південної та північної точок області. Відстань до найвіддаленішої метеостанції складає 198 км.



Рисунок 2 – Локальна мережа метеостанцій для Кіровоградської області

За результатами розрахунків, виконаних за описаною методикою з використанням розробленого бланка, отримані формули для обчислення характеристичних значень снігового S_0 та вітрового W_0 навантажень на усій території Кіровоградської області.

Для оцінювання "в середньому":

$$S_0 = -7060 - 109,5 \cdot X + 244,5 \cdot Y, \quad (3)$$

$$W_0 = 2273 - 0,2 \cdot X - 38,8 \cdot Y. \quad (4)$$

З запасом при забезпеченості 0,9;

$$S_0 = -6882 - 109,5 \cdot X + 244,5 \cdot Y, \quad (5)$$

$$W_0 = 2352 - 0,2 \cdot X - 38,8 \cdot Y. \quad (6)$$

Характеристики точності визначення снігового та вітрового навантаження за формулами (5) і (6) наведені в таблиці 1. Таблиця містить результати статистичної обробки вибірок відсотків відхилень характеристичних значень, обчислених за формулами (5) чи (6), від фактичних даних усіх 20 метеостанцій, включених до локальної мережі. Окрім числових даних, в таблиці вказані метеостанції, для яких виявлені найбільші заниження та найбільші запаси формул (5) і (6).

Таблиця 1 – Характеристики точності визначення кліматичних навантажень на території Кіровоградської області

Показники запасів	Вага снігового покриву	Максимальний тиск вітру
Найбільше заниження, %	-6,2 – Умань	-4,9 – Умань
Найбільший запас, %	70,6 – Вознесенськ	78,5 – Ново-Миргород
Середній запас, %	16,3	23,1
Стандарт запасу, %	16,1	21,2
Забезпеченість	0,950	0,950

З таблиці видно, що формули (5) і (6) забезпечують запас надійності по сніговому та по вітровому навантаженню для 95% метеостанцій, що перевищує забезпеченість карт районування ДБН [1]. Найбільші заниження характеристичних значень снігового навантаження на 6,2%, а вітрового на 4,9% спостерігається на метеостанції Умань, яка розміщена поза межами території області. Найбільший запас для снігового навантаження у 70,6% формула (5) дає у Вознесенську, а формула (6) завищує вітрове навантаження на 78,5% у Ново-Миргороді. Середні значення запасів складають 16,3% для снігового навантаження та 23,1% для вітрового.

Випадковий розкид снігового навантаження по території області знаходиться на рівні карти районування ДБН [1] (фактичний стандарт запасу складає 16,1% проти 16,4% в картах ДБН). Розкид вітрового навантаження дещо перевищує відповідний показник для карти ДБН (фактичний стандарт запасу складає 21,2% проти 17,9% в картах ДБН). Високийкий рівень забезпеченості, відсутність істотних занижень характеристичних значень ваги снігового покриву та максимального тиску вітру, а також близький до карт чинних норм [1] розкид похибок по території області дозволяє рекомендувати формули (5) і (6) для використання

при визначенні снігового й вітрового навантаження на будівельні конструкції на усій території Кіровоградської області.

Виконані дослідження дозволяють зробити такі **висновки**:

1. Метод площинної апроксимації, який базується на описі даних локальної мережі метеостанцій рівнянням площини, є перспективним способом визначення характеристичних значень кліматичних навантажень у заданій точці території.

2. Для проведення досліджень в середовищі Microsoft Excel розроблено розрахунковий бланк, який містить базу даних з характеристичних значень ваги снігового покриву та максимального тиску вітру, засоби формування локальної мережі метеостанцій, а також необхідні розрахункові формули.

3. За даними про характеристичні значення ваги снігового покриву та максимального тиску вітру на 172 рівнинних метеостанцій України встановлено, локальну мережу доцільно формувати з метеостанцій, розташованих в радіусі 100...150 км від проектної точки..

4. За результатами площинної апроксимації отримані робочі формули, які дозволяють визначати характеристичні значення ваги снігового покриву та максимального тиску вітру на усій території Кіровоградської області як "у середньому", так і з заданим запасом надійності.

5. Аналіз відхилень обчислених значень від фактичних даних врахованих метеостанцій показав, що метод площинної апроксимації забезпечує цілком достатні запаси та прийнятну (не гіршу, ніж за картами районування ДБН В.1.2-2:2006) точність визначення характеристичних значень снігового та вітрового навантаження за залежностями, встановленими для усієї території області.

Список літератури

1. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2007.
2. 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. фаховий збірник
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. Вентцель Е. С. Теория вероятностей : Учеб. для вузов. – 7-е изд. – М.: Высш. шк., 2001. – 575 с.
5. Пашинський В.А. Районування характеристичних значень кліматичних навантажень на території України / В.А. Пашинський, Г.Б. Філімоніхін, М.В. Пашинський // Зб. наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського, 2018. – Випуск 19. – С. 88-100.
6. Пашинський М.В. Запаси територіального районування кліматичних навантажень в ДБН В.1.2-2:2006 / М.В. Пашинський // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць. Випуск 8. Луцьк, 2017 р. – С. 202-209.

НОРМУВАННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ЗНАЧЕНЬ КЛІМАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ЛІНІЇ ЕЛЕКТРОПЕРЕДАЧ

С.О. Шутов, *магістрант гр. БІ-19 М*

Науковий керівник – **М.В. Пашинський**, *к.т.н., ст. викладач
Центральноукраїнський національний технічний університет*

Поширеним видом лінійно протяжних споруд, що сприймають кліматичні навантаження, є повітряні лінії електропередачі. Загальна протяжність повітряних та кабельних ліній електропередачі України напругою 6...750 кВ перевищує 1 млн кілометрів. Значні обсяги нового будівництва та необхідність забезпечення безаварійної експлуатації існуючих повітряних ліній обумовлюють доцільність більш точного розрахунку несучих конструкцій цих споруд, зокрема за рахунок уточнення кліматичних навантажень і впливів.

Сучасні будівельні норми ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [1] та Правила улаштування електроустановок [2] встановлюють розрахункові значення кліматичних навантажень і впливів для певних географічних зон. Такий підхід є простим і зручним, але не досить точним, що може призвести до перевитрат матеріалів в одних випадках та до недостатньої надійності несучих конструкцій в інших умовах. При новому проектуванні та в процесі технічного нагляду, ремонту й реконструкції існуючих ліній електропередачі доцільно та економічно вигідно більш точно визначати кліматичні навантаження для конкретної траси споруди. Тому проблема дослідження і нормування кліматичних впливів на несучі будівельні конструкції повітряних ліній електропередачі є надзвичайно актуальною. У зв'язку з цим сформульована **мета дослідження**: на підставі аналізу відомих методів нормування й територіального районування кліматичних навантажень вибрати й удосконалити ефективний спосіб визначення кліматичних навантажень у вибраних точках траси повітряної лінії за даними метеостанцій.

Розроблення й тестування нової методики здійснене на прикладі визначення кліматичних навантажень для системи повітряних ліній (ПЛ) електропередачі Ужгород–Кропивницький–Запоріжжя–Маріуполь. Система ПЛ Ужгород–Маріуполь напругою 330 кВ має переважно широтну орієнтацію, розпочинається на державному кордоні з Угорщиною, проходить поблизу Бурштинської ТЕЦ, міст Кропивницький, Запоріжжя і закінчується в районі м. Маріуполь. Загальна протяжність траси ПЛ складає 1300 км. Уздовж траси з інтервалом 20 км обрано 66 точок, для яких будуть визначатися кліматичні навантаження. Схема траси обраних ПЛ зображені на рисунку 1, де позначені також метеостанції, що входять до наявної бази метеоданих.

Фрагмент списку розрахункових точок наведений в таблиці 1, де для кожної з точок вказані координати на поверхні X , Y , координата уздовж траси Z , а також висота над рівнем моря H . Різна географічна орієнтація та значна протяжність обраної системи ПЛ електропередачі дозволяє проаналізувати працездатність розробленої методики в широкому діапазоні географічних умов території України.

Для спрощення подальших розрахунків географічні координати точок перетворені в прямокутні Декартові координати, виражені в кілометрах. Початок координат встановлено в точці з географічними координатами 31° східної довготи та 49° північної широти, яка розміщена приблизно в центрі континентальної території України поблизу метеостанції Озірна Черкаської області. Географічні координати усіх обраних точок визначені за електронними картами Google Maps. Методика та робочі формули для перерахування географічних координат в прямокутні викладена в [3].



Рисунок 1 – Схема траси повітряної лінії електропередачі

Таблиця 1 - Перелік розрахункових точок ПЛ Ужгород–Маріуполь (фрагмент)

Номер точки	Z, км	X, км	Y, км	H, м	Номер точки	Z, км	X, км	Y, км	H, м
100	0	-636,17	-71,06	90,51	150	1000	282,65	-86,84	120,55
101	20	-624,11	-55,11	147,26	151	1020	301,61	-93,19	110,92
102	40	-612,05	-39,15	185,93	152	1040	320,58	-99,55	110,28
103	60	-600,00	-23,20	241,23	153	1060	339,54	-105,91	119,92
104	80	-581,97	-14,53	221,00	154	1080	355,14	-118,42	119,56
105	100	-563,94	-5,87	234,02	155	1100	360,87	-137,58	102,69
106	120	-545,92	2,78	249,01	156	1120	355,59	-156,87	95,24
107	140	-527,89	11,45	262,18	157	1140	350,30	-176,16	96,21
108	160	-509,86	20,11	283,96	158	1160	345,02	-195,45	111,24
109	180	-491,84	28,78	291,18	159	1180	365,01	-196,08	81,13
110	200	-473,81	37,44	297,36	160	1200	385,00	-196,71	168,77
111	220	-455,79	46,10	302,42	161	1220	404,99	-197,34	181,81
112	240	-437,76	54,77	295,62	162	1240	424,98	-197,97	167,22
113	260	-419,84	45,89	308,75	163	1260	444,97	-198,60	152,03
114	280	-401,92	37,00	314,16	164	1280	464,96	-199,23	138,47
115	300	-384,00	28,12	319,57	165	1300	484,95	-199,86	129,83

Визначення параметрів кліматичних навантажень в заданій точці території базується на згладжуванні даних великої кількості найближчих метеостанцій за методикою, розробленою в [4]. Автоматизація цих розрахунків виконана в середовищі Microsoft Excel. Розрахунки виконуються одночасно для усіх врахованих навантажень за таким алгоритмом:

1. В якості вихідних даних використовується база метеорологічної інформації для 172 рівнинних метеостанцій України [5]. Фрагмент робочого листа для виконання розрахунків наведений на рисунку 2. У стовпчиках А-Г міститься загальна інформація про метеостанції, а в стовпчиках Н-S – дані про кожне з чотирьох навантажень (кількість років спостереження,

ваговий множник та спостережене значення розрахункового параметра, у нашому випадку – характеристичного значення навантаження).

2. На тому ж робочому листі формується список розрахункових точок, який містить унікальний номер кожної точки та її координати X_0 , Y_0 в кілометрах відносно обраного початку координат.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S		
1																					
2			Константа згладжування 1																		
3	Точка	X	Y	G_0	W_0	W_{eg}	Q_0														
4		232	-18,4	-297,13	27,60	450,0	245,0	9,10													
5																					
6																					
7																					
8																					
9									Вага ожеледі на проводі, Н/м												
10	№ п/п	Область	Метеостанція	X	Y	H	D	Роки	G_0	Роки	G_0	Роки	G_0	W_{eg}	Роки	G_0	W_{eg}	Роки	G_0	Q_0	
11									5,27E-08				5,7617E-08				4,9136E-08			5,035E-08	
12	2	АРК	АЛУШТА	272,48	-479,15	3	343,14	49	6,6E-149	12,2	51	6,776E-149	350	23	4,55E-149	50	23	4,55E-149	1,8		
13	4	АРК	БІЛОПРСЬК	283,78	-438,45	20	333,59	54	9,8E-145	7,5	53	9,684E-145	285	50	9,406E-145	115	54	9,77E-145	3		
14	5	АРК	ВЛАДИСЛАВІВКА	344,24	-416,25	35	381,7	58	1,3E-165	6,6	49	1,184E-165	475	49	1,184E-165	190	57	1,28E-165	7,1		
15	6	АРК	ГОЛУБИНКА	233,30	-492,10	218	318,38	34	3,1E-138	6,6	31	2,982E-138	305	14	2,004E-138	290	14	2E-138	18,4		
16	7	АРК	ДЖАНКОЙ	264,69	-364,45	6	290,99	55	3,1E-126	7,2	54	3,105E-126	270	50	2,988E-126	170	55	3,13E-126	4,9		
17	8	АРК	ЄВПАТОРІЯ	186,04	-421,80	1	239,45	53	7,4E-104	9,3	55	7,545E-104	570	49	7,121E-104	265	49	7,12E-104	10,5		
18	9	АРК	ПШУНЬ	218,59	-345,95	3	241,97	50	5,8E-105	7,4	51	5,863E-105	435	50	5,805E-105	210	50	5,81E-105	6,5		
19	11	АРК	КЕРЧ	424,20	-399,60	32	454,31	52	3,6E-197	10,1	56	3,714E-197	470	47	3,402E-197	220	50	3,51E-197	7,1		
20	12	АРК	КЛЕПІШИНЕ	249,43	-371,85	12	278,06	43	1,1E-120	11,7	48	1,202E-120	335	40	1,097E-120	175	43	1,14E-120	6,5		
21	14	АРК	МНСОВЕ	378,17	-394,05	15	408,24	47	3,5E-177	7	54	3,723E-177	595	38	3,123E-177	455	42	3,28E-177	9,2		

Рисунок 2 – Розрахунковий аркуш бази метеорологічних даних

3. В комірку A4 вводиться номер розрахункової точки, за яким у комірки B4 і C4 за допомогою функції =ВПР() з наявного списку копіюються координати розрахункової точки X_0 , Y_0 в кілометрах відносно обраного початку координат.

4. У стовпчику G для кожної з метеостанцій обчислюються відстані від розрахункової точки за формулою

$$D_i = \sqrt{(X_i - X_0)^2 + (Y_i - Y_0)^2} \quad (1)$$

5. У стовпчиках I, L, O, R для кожного з чотирьох навантажень обчислюються вагові множники усіх метеостанцій за формулами

$$C_i = \sqrt{N_i} \times \exp(-D_i/a) \quad (2)$$

де N_i – кількість років спостереження за даним навантаженням;
 a – константа згладжування в кілометрах.

Константу згладжування в роботі [6] рекомендовано приймати в межах 45-55 км, але по відношенню до лінійно протяжних споруд вона потребує додаткового уточнення.

6. У комірках I10, L10, O10, R10 обчислюються суми вагових множників усіх метеостанцій.

7. У комірках D4, E4, F4, G4 обчислюються згладжені значення кожного з чотирьох навантажень у розрахунковій точці з заданими координатами X_0 , Y_0 за формулою

$$Q_0 = \sum_{i=1}^N (Q_i C_i) / \sum_{i=1}^N C_i, \quad (3)$$

де N_i – кількість метеостанцій в базі даних.

8. Результати розрахунку копіюються в комірки поряд з координатами у списку розрахункових точок, після чого розрахунок повторюється з пункту 3 до вичерпання заданих

розрахункових точок. У результаті повторення розрахунку для інших розрахункових точок поряд зі списком розрахункових точок формується таблиця результатів.

Згладжування випадкового поля розрахункового параметра навантаження за формулою (3) забезпечує нівелювання різких відхилень даних окремих метеостанцій від сусідніх значень, викликаних впливом мікрометеорологічних факторів, не характерних для даного географічного району в цілому. Величина константи згладжування у формулі (2) має бути такою, щоб при формальному врахуванні даних усіх метеостанцій реальний вплив виявляли лише найближчі метеостанції, які знаходяться в подібних географічних умовах. Це дозволяє отримати плавну поверхню (чи криву уздовж траси ПЛ) розрахункового параметра, яка адекватно відображає характерні закономірності його територіальної мінливості, але вільна від випадкових флуктуацій даних окремих метеостанцій.

Викладений алгоритм забезпечує визначення характеристичних значень чи інших параметрів кліматичних навантажень у довільно заданій розрахунковій точці з координатами X_0, Y_0 . Для визначення навантажень в ряді точок уздовж траси ПЛ написана макрокоманда, яка в циклічному режимі реалізує дії, викладені в пунктах 3...8 описаного алгоритму для усіх розрахункових точок.

Виконана програмна реалізація практично повністю автоматизує процес визначення характеристичних значень кліматичних навантажень для послідовності розрахункових точок уздовж траси ПЛ. Необхідно лише створити відповідну базу даних та задати послідовність розрахункових точок з їх координатами на місцевості. Після введення константи згладжування та запуску макрокоманди автоматично обчислюються згладжені значення чотирьох розрахункових параметрів для усіх розрахункових точок.

Виконані дослідження дозволяють зробити такі **висновки**:

1. Розроблення й аналіз методів визначення кліматичних навантажень на повітряні лінії за даними метеостанцій здійснено на прикладі системи ПЛ електропередачі Ужгород–Кропивницький–Запоріжжя–Маріуполь, яка має переважно широтну орієнтацію з довжиною 1300 км. Уздовж траси вибрані 66 розрахункових точок з інтервалом 20 км, для яких визначалися кліматичні навантаження.

2. Визначення параметрів кліматичних навантажень в заданій точці території базується на згладжуванні даних значної кількості метеостанцій з урахуванням експоненціальних вагових множників та міри достовірності даних кожної метеостанції. Виконана програмна реалізація в середовищі Microsoft Excel, яка практично повністю автоматизує процес визначення характеристичних значень кліматичних навантажень для заданої послідовності розрахункових точок уздовж траси ПЛ.

3. Метод згладжування дозволяє уточнити характеристичні значення кліматичних навантажень за рахунок диференціації уздовж траси ПЛ, дозволяє управляти ступенем згладжування даних метеостанцій та запасом територіального районування характеристичних значень. Подальше удосконалення цього методу полягає в дослідженні параметрів згладжування з метою вибору їх оптимальних значень.

Список літератури

1. ДБН В.1.2-2:2006. Система надійності та безпеки в будівництві. Навантаження і впливи. Київ: Мінбуд України, 2006. 59 с.
2. Правила улаштування електроустановок. — К.: нормативний документ. Міненерговугілля України, 2017. — 617 с.
3. 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 р. с 59-63.
4. Філімоніхін Г.Б. Визначення характеристичних значень кліматичних навантажень шляхом згладжування даних навколишніх метеостанцій / Б.Г. Філімоніхін, М.В. Пашинський // Ресурсоekonomні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць. Випуск 35. – Рівне, 2018. – с. 135-142.

5. Пашинський В. А, Пашинський В. В, Пашинский М. В. «Способи територіального районування кліматичних навантажень» Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, Випуск №64, 2016 р. с 103-109.
6. Пашинський М. В. «Методика побудови карт територіального районування за характеристичними значеннями кліматичних навантажень» Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, Випуск №71, 2018 р. с 61-67.

УДК 624.014

ВПЛИВ РОЗРАХУНКОВИХ ПАРАМЕТРІВ НА МЕТАЛОЄМНІСТЬ СТАЛЕВИХ БАЛОК ПОКРІВЛІ

О.М. Швидкий, *магістрант гр. БІ-19 М*
Науковий керівник – **В. А. Пашинський**, *проф., д-р техн. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет

При проектуванні сталевих балок покрівель враховуються: конструктивна схема будівлі (проліт і крок балок), постійне, снігове та технологічні навантаження (підвісні крани, інженерні комунікації тощо), розрахунковий опір сталі, встановлений термін експлуатації, коефіцієнти відповідальності та умов роботи та інші коефіцієнти методу граничних станів. На першому етапі досліджень аналізується залежність металоємності балок від трьох параметрів, які в основному охоплюють увесь діапазон їх можливих значень згідно з нормами [1, 2].

Характеристичні та граничні розрахункові значення постійного навантаження від ваги покрівель прийняті рівними:

- для холодної покрівлі із сталевого профільованого настилу $Q_0 = 215$ Па, $Q_m = 226$ Па;
- для утепленої покрівлі по профільованому настилу $Q_0 = 648$ Па, $Q_m = 772$ Па;
- для експлуатованої покрівлі з трав'яним покривом $Q_0 = 1156$ Па, $Q_m = 1489$ Па.

Характеристичні значення снігового навантаження за картами районування ДБН [2] та за фактичними метеоданими метеостанцій Вознесенськ, Кропивницький і Семенівка згідно з результатами роботи [3]:

- для другого снігового району $S_{0,ДБН} = 1000$ Па, $S_{0,факт} = 635$ Па;
- для четвертого снігового району $S_{0,ДБН} = 1400$ Па, $S_{0,факт} = 1345$ Па;;
- для шостого снігового району $S_{0,ДБН} = 1800$ Па, $S_{0,факт} = 1991$ Па.

Встановлений термін експлуатації будівлі прийнято рівним $T_{ef} = 20, 50, 100, 200$ років.

Інші параметри та коефіцієнти приймаються незмінними:

- проліт балок дорівнює 24 м, а крок – 6 м;

- балки виконуються зі сталі С 245 з розрахунковим опором $R_y = 240$ МПа за ДБН [4];
- норма жорсткості для балок покрівель $[f/L] = 1/250$;
- коефіцієнт відповідальності для будівель класу відповідальності СС1 при розрахунках за першим граничним станом дорівнює $\gamma_n = 1,0$, а за другим – $\gamma_n = 0,95$ за [1].

Повний перебір описаних змінних параметрів дає 36 варіантів балок, запроєктованих під снігове навантаження за ДБН [2] та 36 варіантів балок, запроєктованих під снігове навантаження за фактичними метеоданими згідно з результатами роботи [3]. Ці зварні балки запроєктовані згідно з вимогами ДБН [4] до міцності за нормальними й дотичними напруженнями, жорсткості та місцевої стійкості стінки й стиснутої полицки. Результати експериментального проектування дозволяють проаналізувати залежність витрат сталі на балки від трьох змінних параметрів: постійного й снігового навантаження та встановленого терміну експлуатації.

Отримані залежності для випадку проектування з урахуванням снігового навантаження за ДБН [2] представлені на рисунку 1. З перших трьох графіків видно, що маса запроєктованих балок істотно зростає при збільшенні характеристичних значень постійного Q_0 та снігового $S_{0,ДБН}$ навантажень та дещо менше залежить від встановленого терміну експлуатації T_{ef} . Значний розкид точок при тих же значеннях аргументів обумовлюється істотним впливом інших факторів, наприклад постійного та снігового навантажень в залежності від терміну експлуатації T_{ef} . Останній графік демонструє досить чітку лінійну залежність маси від граничного розрахункового значення згинального моменту M_m , який по суті є сумою навантажень з урахуванням встановленого терміну експлуатації.

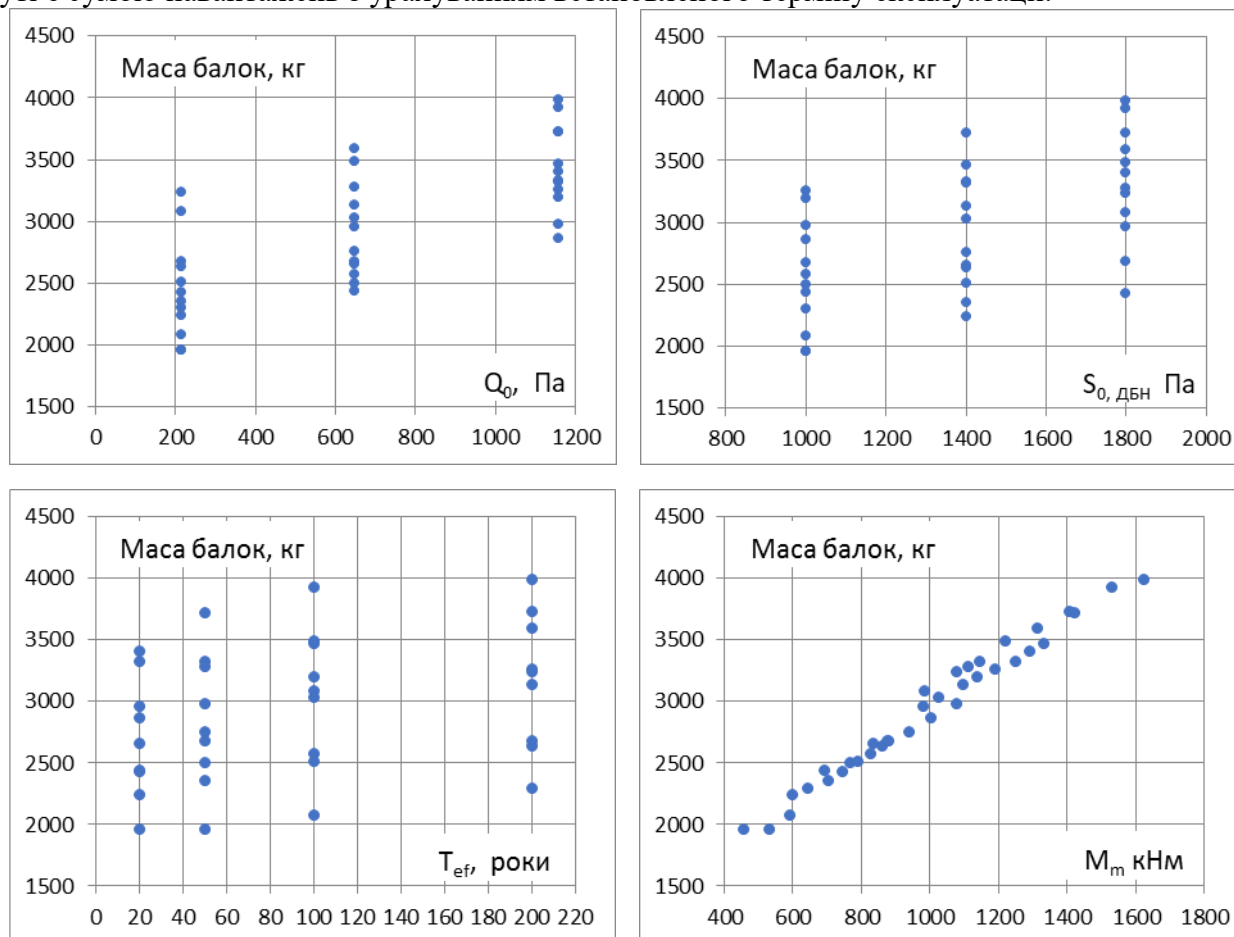


Рисунок 1 – Залежності маси балок від розрахункових параметрів

Залежності маси балок, запроєктованих з урахуванням снігового навантаження за фактичними метеоданими, мають подібний характер, але відображають більш виражений вплив снігового навантаження.

Числові показники впливу кожного з трьох врахованих параметрів на металоємність запроєктованих балок наведені в таблиці 1. Перший рядок таблиці містить коефіцієнти

кореляції значень маси балок з кожним із трьох вказаних вище визначальних розрахункових параметрів. Більші значення коефіцієнтів кореляції вказують на більш тісну залежність маси від даного розрахункового параметра. У другому рядку таблиці 1 вказані межі зміни маси балок залежно від змін одного з трьох параметрів (терміну експлуатації, постійного чи снігового навантаження) при стабільній комбінації двох інших. Ці зміни отримані шляхом порівняння маси балок при найбільшому та найменшому значеннях аргументу, вибраних з верхньої та нижньої сукупності точок на графіках з рисунка 1. Наприклад, з верхнього графіка залежності маси запроєктованих балок від характеристичного значення снігового навантаження $S_{0,ДБН}$ отримані значення маси 3260 кг при $S_{0,ДБН} = 1000$ Па та 3985 кг при $S_{0,ДБН} = 1800$ Па, що дає зростання на 22%. За нижньою межею точок на тому ж графіку отримуємо значення маси 1955 кг при $S_{0,ДБН} = 1000$ Па та 2422 кг при $S_{0,ДБН} = 1800$ Па, тобто зростання на 24%.

Таблиця 1 – Показники впливу розрахункових параметрів на масу балок

Показники впливу на витрати сталі	Сніг за ДБН [2]			Сніг за роботою [3]		
	Q_0	$S_{0,ДБН}$	T_{ef}	Q_0	$S_{0,факт}$	T_{ef}
Коефіцієнт кореляції	0,74	0,57	0,32	0,65	0,71	0,23
Межі зміни витрат сталі, %	23...46	22...24	16...17	22...61	43...52	4...13

Наведені в таблиці 1 коефіцієнти кореляції вказують на істотну залежність маси балок від характеристичних значень постійного та снігового навантажень і на незначний вплив встановленого терміну експлуатації. Про переважаючий вплив навантажень порівняно з терміном експлуатації свідчать також межі зміни витрат сталі, обумовлені змінами цих параметрів. Перехід від проектування балок на снігові навантаження за ДБН [2] до проектування на уточнені навантаження за результатами роботи [3] призводить до зростання впливу снігового навантаження на металоємність балок. Це можна пояснити ширшим діапазоном зміни характеристичних значень снігового навантаження, встановленого за фактичними метеоданими. Характеристичні значення снігового навантаження за картою районування ДБН [2] змінюються від 1000 Па для другого снігового району до 1800 Па для шостого, а за опрацьованими с роботі [3] даними метеостанцій Вознесенськ і Семенівка, які представляють ці райони – від 635 Па до 1991 Па. Більший діапазон зміни навантаження призводить до зростання коефіцієнта кореляції з 0,57 до 0,61 та розширенні діапазоні зміни маси балок з 22...24% до 43...52%.

На наступному етапі досліджень планується проаналізувати вплив коефіцієнта відповідальності на металоємність та рівень надійності сталевих балок покрівель. Для цього необхідно виконати експериментальне проектування балок з урахуванням різних значень коефіцієнтів відповідальності. З метою зменшення обсягу експериментального проектування та аналізу достатньо широкого діапазону значень коефіцієнта відповідальності доцільно проектувати балки лише при найменших та найбільших значеннях параметрів:

- вага холодної покрівлі із сталевого профільованого настилу $Q_0 = 215$ Па;
- вага експлуатованої покрівлі з трав'яним покривом $Q_0 = 1156$ Па;
- снігове навантаження для метеостанції Вознесенськ у другому районі $S_{0,факт} = 635$ Па;
- снігове навантаження для метеостанції Семенівка у шостому районі $S_{0,факт} = 1991$ Па;
- встановлений термін експлуатації будівлі $T_{ef} = 20$ років і 200 років.

Використання характеристичних і розрахункових значень снігового навантаження, встановлених за фактичними метеоданими, обумовлене їх узгодженням зі статистичними характеристиками вибірок річних максимумів, які будуть використовуватися при оцінювання показників надійності балок. Це дасть змогу більш точно встановити залежність металоємності балок від коефіцієнта відповідальності, мінімізувавши вплив інших факторів.

Результати експериментального проектування зварних сталевих балок покрівлі прольотом 24 м при різних комбінаціях терміну експлуатації, постійного та снігового навантаження дозволили зробити такі **висновки**:

1. При незмінному коефіцієнті відповідальності металоємність сталевих балок покрівель в основному залежить від величин постійного та снігового навантаження і значно меншою мірою – від встановленого терміну експлуатації.
2. Для подальшого оцінювання впливу коефіцієнта відповідальності на металоємність і надійність сталевих балок покрівель доцільно виконати експериментальне проектування з урахуванням найбільших та найменших можливих значень терміну експлуатації, ваги покрівлі та снігового навантаження, визначеного за фактичними метеоданими, змінюючи при цьому коефіцієнт відповідальності в достатньо широких межах.

Список літератури

1. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2007. – 60 с.
3. Швидкий О. Статистичний аналіз снігового навантаження на покрівлі. // Збірник тез доповідей здобувачів вищої освіти LIV науково-технічної online конференції «Наука в ЦНТУ: основні досягнення та перспективи розвитку» за підсумками проведення «Дня науки – 2020» 13 травня 2020 року. Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – С 116-118.
4. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.

ТЕХНОЛОГІЯ УСТАНОВКИ ВІКОН З ПВХ В ТРЬОХШАРОВИХ ЦЕГЛЯНИХ СТІНАХ ЖИТЛОВИХ І ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ

П.В. Гриценко, магістр гр. БІ 19МЗ

О.В. Рябошапченко, магістр гр. БІ 19МЗ

С.О. Джирма, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Аналіз структури загальних тепловтрат в житлових і цивільних будівлях показує, що через віконні прорізи втрачається до 25-30% тепла. При цьому значна його частина йде через місця примикання вікон до стін і через відкоси [1].

Впровадження в практику будівництва одноствулкових вікон з вузькою коробкою з ПВХ спричинило ряд помилок при проектуванні зовнішніх стін будівель, а також при монтажі в них цих світлопроникних конструкцій, що полягають в неврахуванні при теплотехнічних розрахунках і розробці проектів особливостей розташування вікон в прорізах стін.

Одна із помилок первинного впровадження таких вікон пов'язана з малою шириною пластмасових коробок і стулок віконних блоків в межах 60 мм, у зв'язку з чим на внутрішніх поверхнях коробок, віконних відкосів і стінах виникають зони зі зниженими температурами, що призводять до випадання конденсату або у ряді випадків їх промерзання [2].

Вирішується ця проблема двома способами. У першому випадку вікно зміщується в зону позитивних температур за рахунок використання широкої коробки або вкладиша утеплювача. Таким чином, опір теплопередачі стіни в області відкосу буде достатнім для того, щоб утворення конденсату стало неможливим [2].

Однак зміщення вікна в бік кімнати значно зменшує рівень освітленості помешкання і зменшує розміри підвіконня, що в свою чергу негативно впливає на внутрішній інтер'єр приміщення, а також потребує наявності широкої додаткової віконної коробки.

У другому випадку в тіло стіни поміщається ефективний теплоізоляційний матеріал з низьким коефіцієнтом теплопровідності, наприклад пінополістирол (рис. 1), який перешкоджає інтенсивному відтоку тепла через відкос віконного отвору по мінімально можливому шляху.

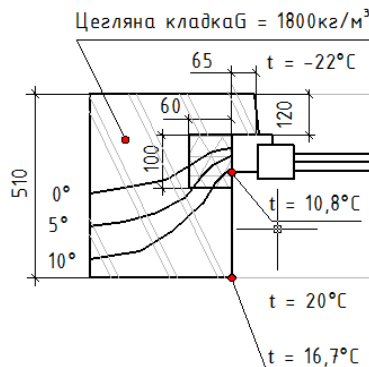


Рисунок 1 – Температурні поля в вузлі примикання вікна до стіни з цегли при додатковому утепленні.

Дослідження такого рішення показує, що введення в тіло стіни теплоізоляційного матеріалу дозволяє змістити ізотерми і створити додатні тепературні поля в місті примикання вікна до стіни, тим самим виключити відток тепла через віконній відкос і вузол примикання.

Альтернативою введення вкладиша з теплоізоляційного матеріалу може бути застосування багатошарової конструкції зовнішньої стіни – фасадна цегла, шар утеплювача і звичайна керамічна цегла (рис. 2).

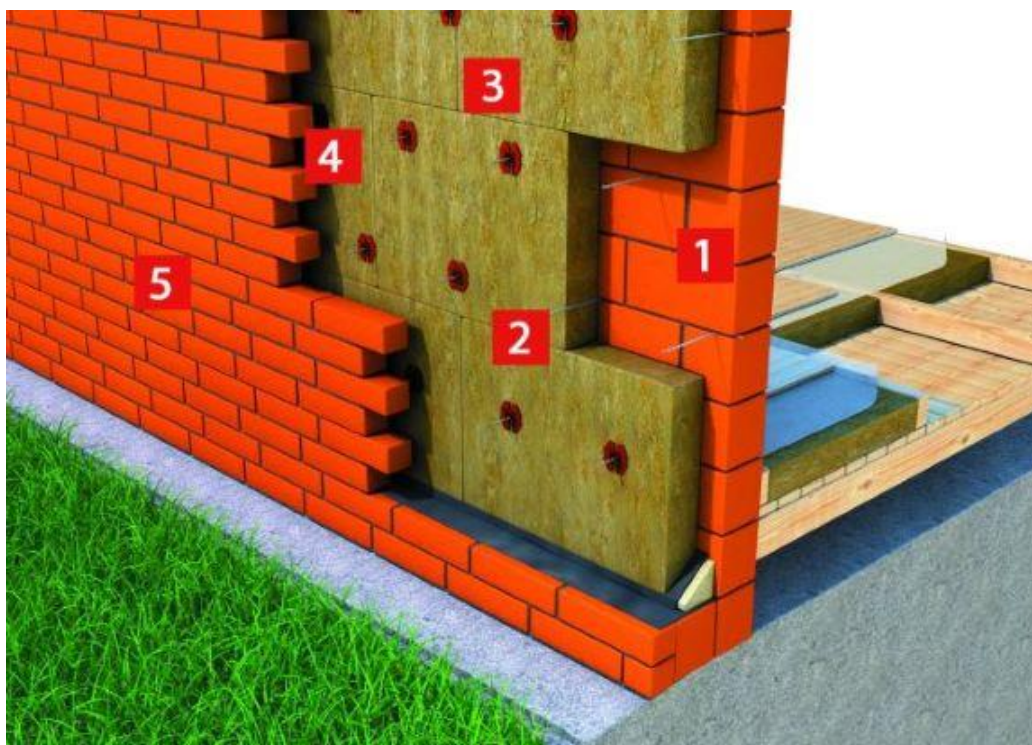


Рисунок 2 – Конструкція трьохшарової стіни з оздоблювальним шаром цегли: 1 – несуча частина стіни (внутрішня верста); 2 – зв'язки; 3 – теплоізоляційні плити; 4 – елементи кріплення; 5 – зовнішня кладка (зовнішня верста) з облицювальної цегли.

Це дасть можливість не тільки підвищити теплоізоляційні показники в місцях примикання віконних блоків до стін, а і значно покращити теплоізоляційні властивості зовнішніх стін.

Застосування багатошарової конструкції покращує температурний режим в вузлі примикання вікна до зовнішньої стіни, однак виникають складнощі установки вікон з ПВХ в багатошарових стінах, так як вікно знаходиться в зоні утеплювача.

Найбільшу складність при вирішенні питання про закріплення віконного блоку представляють вікна з ПВХ. Високий коефіцієнт температурного розширення ПВХ у поєднанні з малою загальною жорсткістю рами за рахунок відсутності з'єднання внутрішніх армуючих елементів обумовлюють необхідність більше продуманого їх кріплення в порівнянні з вікнами інших систем.

Як відзначалося вище, функція системи кріплення полягає в передачі зусиль, що сприймаються віконною конструкцією, на конструкцію зовнішньої стіни. При цьому матеріал кріплення і ізоляційний шов повинні зберігати свої експлуатаційні властивості в розрахунковому періоді часу.

Зусилля деформації кріпильних елементів викликані наступними силовими діями: вітровий натиск; власна вага вікна; експлуатаційна дія в режимі відкривання-закривання вікна; температурна напруга ПВХ-профілю.

Розрахунок кріпильних елементів ведеться на дію сил, що виникають від вітрового навантаження, власної ваги стулки, інші навантаження. Крім того, кріпильні елементи мають бути запроєктовані так, щоб сприймати температурну напругу ПВХ-профілю.

1. Вітрове навантаження розраховується згідно [3].

2. Експлуатаційне навантаження на кріплення визначається виходячи з дії сил при відкриванні-закриванні стулки. Серед усіх режимів відкривання самим несприятливим, з точки зору статичного навантаження, являється поворотний режим (рис. 3). При цьому на

стулку діє додаткове навантаження P , яке дорівнює 0,25-1,0 кН (умовне навантаження при опорі однієї людини на раму у момент відкривання-закривання вікна) [4].

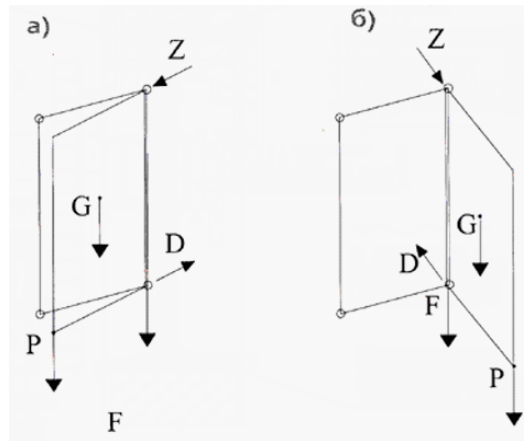


Рисунок 3 – Статична схема сил: а) при майже закритій стулці вікна; б) при відкритій стулці вікна на 90° .

Уся сукупність навантажень і дій утворює сили, що діють на вікно. Ці сили повинні відводитися з вікна, як слабкішого елемента, на стіну, як жорсткішого елемента в системі вікно-стіна. Кріпильні елементи, сприймаючі ці сили, повинні задовольняти вимогам міцності і жорсткості.

Початковими даними на проектування кріпильних елементів є:

- жорсткість рами (стійкість рамного профілю до вигину);
- положення і число точок кріплення;
- коефіцієнт теплового розширення матеріалів рами;
- податливість точки кріплення.

Для сприйняття і передачі зусиль стискування, що діють в площині вікна, застосовуються несучі і дистанційні підкладки (рис. 4).

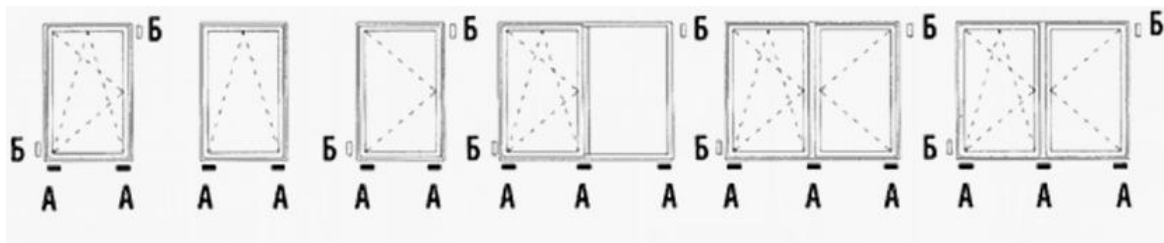


Рисунок 4 – Правила установки прокладень: А – несучі підкладки; Б – дистанційні підкладки.

Несучі підкладки сприймають і передають зусилля стискування від власної ваги вікна на конструкцію будівлі. Вони ставляться по кутах рами під вертикальні елементи і під імпости для найкращої передачі навантаження. У балконних дверях з поворотною фурнітурою підкладки, що несуть, необхідно так само розташувати в середині нижнього профілю для сприйняття сил, утворених вагою однієї людини при опорі ногою на профіль рами.

Передача навантаження від власної ваги за допомогою несучих підкладок можлива тільки в конструкціях стін, де профіль рами безпосередньо прилягає до несучої частини стіни (одношарова, двошарова системи). У багатошарових системах, зокрема, в тришаровій конструкції, де вікно знаходиться в зоні утеплювача, навантаження повинне передаватися за допомогою металевих консолей (підставочна пластина), що мають достатню міцність на вигин (рис. 5). Анкера, що закріплюють пластину, повинні розраховуватися на дію висмикуючих сил, рівних повній вазі вікна.

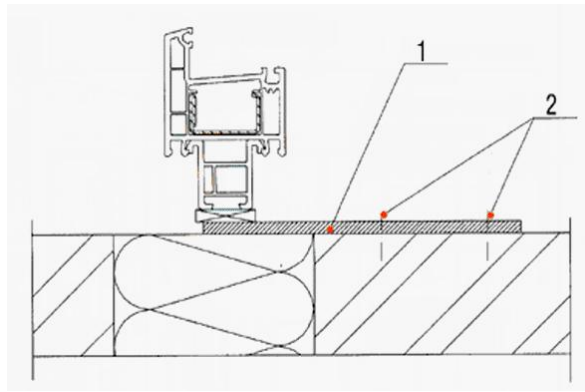


Рисунок 5 – Установка вікна із застосуванням металевої підставочної пластини 1 і анкерів 2.

Для сприйняття сил, утворених під впливом ваги відкритої стулки і додаткового навантаження P при малих кутах відкривання, застосовуються так звані дистанційні підкладки. Підкладки працюють на стискування і встановлюються залежно від напрямку реакцій сил. При цьому вони не повинні розташовуватися в одному рівні по горизонталі, якщо в цій же площині знаходиться горизонтальний елемент рами, оскільки така постановка перешкоджатиме тепловому розширенню рами вікна.

Причому у балконних дверях розташування підкладок в одному рівні можливе за рахунок відсутності ригеля рами і виправдане підвищенням жорсткості конструкції.

Габарити підкладок визначаються так, щоб надалі виконати заходи по ізоляції шва [5]. Площина ізоляції при цьому не повинна уриватися по усьому периметру віконного примикання. Матеріал для виготовлення підкладок повинен забезпечувати стабільну форму, яка не мінятиметься в процесі експлуатації, і не матиме незначної теплопровідності. Зазвичай застосовується антисептирована деревина в повітряно-сухому стані, рідше ПВХ.

Приклади технології облаштування підкладок наведені на рис. 6. При цьому хотілося б відмітити, що клиновидне формування краще зі сторони технології і надійніше, ніж багатощарове за рахунок щільнішої підгонки.

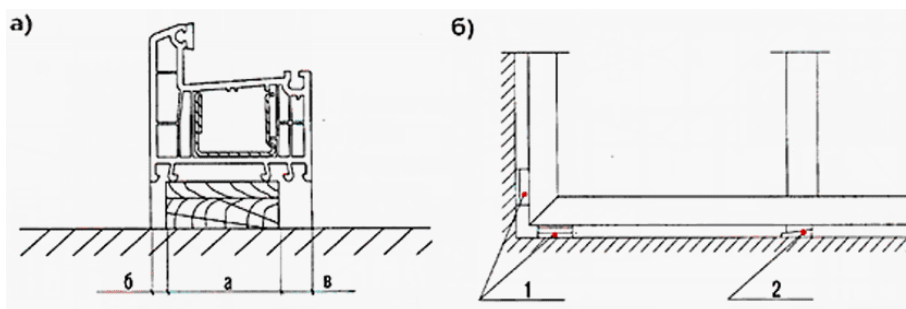


Рисунок 6 – Формування підкладок: а) по ширині: а – ширина підкладки; б – відстань, необхідна для ізоляції зовні; в – відстань необхідна, для ізоляції зсередини; б) по висоті: 1 – багатощарові, 2 – клиновидні.

Вікно з ПВХ кріпиться по периметру (рис. 7) через певні відстані, які, передусім, визначаються жорсткістю рами, а також оптимальністю статичних характеристик самого кріпильного елемента.

Для передачі зусиль, утворених від силових дій, спрямованих з площини вікна, застосовуються кріпильні засоби, такі як рамний дюбель, монтажна пластина, будівельний шуруп.

Критеріями вибирання кріпильних засобів є: конструкція стіни; технологія обробки відкосів; матеріал рами; прийняті навантаження.

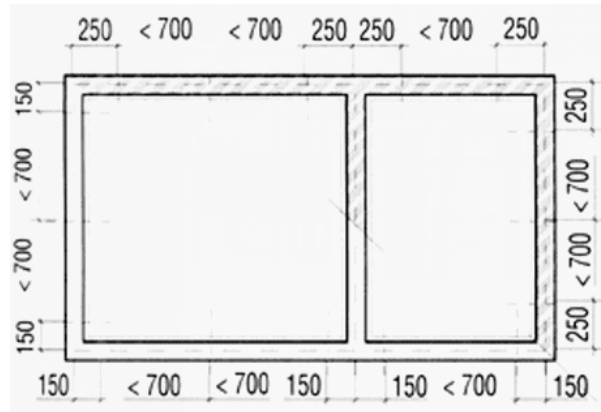


Рисунок 7 – Відстань між елементами кріплення для вікон з ПВХ.

Сфера застосування рамного дюбеля – примикання віконної конструкції безпосередньо до несучої частини стіни (рис. 8) по бокам і вверху прорізу.

При роботі дюбеля, він не повинен сприймати висмикуючих зусиль, які можуть виникнути при термічних деформаціях профілю рами. Тому при монтажі вікна не допускається зайве затягування дюбелів, особливо в літній період року. Інакше при охолодженні ПВХ-профілю взимку станеться розщільнення віконної конструкції за рахунок утримування рами дюбелями. Щоб цього не відбувалося і щоб профіль рами мав можливість вільно переміщатися в площині вікна, рекомендується залишати проміжок $f=3-5$ мм між голівкою дюбеля і поверхнею армуючого елемента рами.

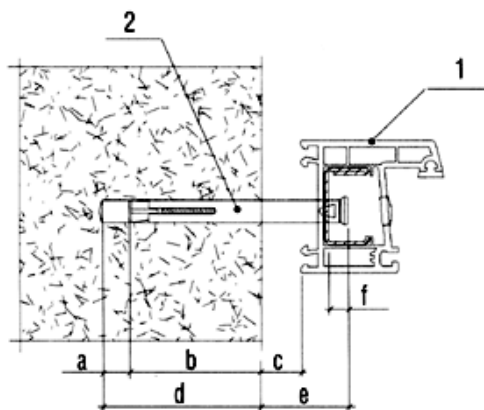


Рисунок 8 – Закріплення вікна з ПВХ (1) за допомогою рамного дюбеля (2): а – невеліровочна глибина; b – анкерна глибина; с – ширина шва; d – глибина отвору; e – корисна довжина дюбеля; f – температурний проміжок.

Дюбель призначений для роботи у бетоні; кладці з цегли керамічної, силікатної, піноблоків, газобетону, природного каменю.

Допустимі навантаження на дюбель дані в технічній документації виробника. Окрім цього, необхідно дотримуватися рекомендованих виробником відстаней від краю і між осями дюбелів з урахуванням будівельного матеріалу, оскільки в процесі кріплення дюбеля в анкеровки утворюється складний напружено-деформований стан.

Сфера застосування монтажних пластин (поворотний анкер) – тришарові системи зовнішніх стін, примикання внизу вікна.

Одна з умов застосування монтажних пластин – подальша обробка відкосів віконного отвору обштукатурюванням або облицюванням "сухим" способом. Хоча, на відміну від дюбелів, пластини більш технологічні в монтажі за рахунок особливостей своєї будови. Вони можуть вільно обертатися навколо осі, утвореної в місці приєднання до профілю, що дає більше свободи у виборі місця кріплення.

Кріплення монтажної пластини до стіни здійснюється за допомогою двох анкерів, в якості яких можуть застосовуватися шурупи з пластмасовими дюбелями або будівельні

шурупи-саморізи. Пластина є профілеутворюючим елементом, в місці приєднання до профілю рами вона має так звані "лапки" із зубчатою поверхнею, якими вставляється в спеціальні профільні частини, що виступають, де міцно фіксується. Додатково кріпиться за допомогою самонарізаючого віконного шурупа (рис. 9, поз.3).

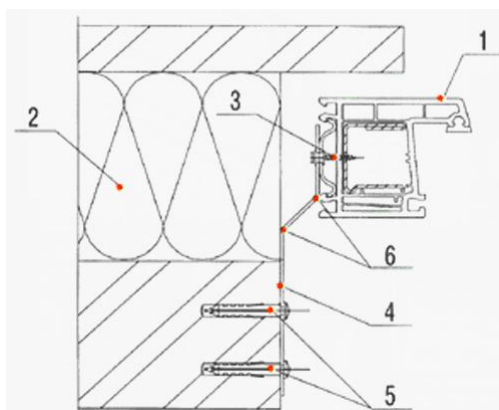


Рисунок 9 – Закріплення вікна з ПВХ (1), при допомозі монтажної пластини: 1 – рамний профіль; 2 – ефективний утеплювач; 3 – віконний самонарізний шуруп; 4 – монтажна пластина; 5 – анкерне кріплення; 6 – насічки (місця згину).

Монтажна пластина сприймає зусилля, спрямовані перпендикулярно площини вікна, при цьому вона не сприймає зусилля в площині вікна, дозволяючи рамі здійснювати переміщення, обумовлені температурними деформаціями. Причому вона здатна витримувати досить великі навантаження при різній товщині монтажного шва.

Приведена технологія дозволить підвищити теплотехнічні показники вузлів примикання віконних блоків до стін.

Список літератури

1. Тукало, О.С. Дослідження впливу положення вікон з ПВХ в товщі стін на тепловтрати існуючих житлових будівель вторинного ринку нерухомості в м. Кіровоград / О.С. Тукало, С.О. Джирма // Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій: IV Всеукраїн. студ. наук.-практ. семінар: зб. тез доп. / М-во освіти і науки Укр., Кіровоград. нац. техн. ун-т. - Кіровоград: КНТУ, 2016. - С. 59-66.
2. Вплив положення віконних блоків по товщині стіни на теплотехнічні характеристики вузла їх примикання / В.А. Пашинський, В.А. Настоящий, С.О. Джирма та ін. // Sciences of Europe. - Praha : Global Science Center LP, 2017. - Vol 3, № 21. - С. 8-13.
3. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6.-31:2006 – К.: Мінбуд України, 2006. – 40 с. (Державні будівельні норми України).
4. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 131 с. (Національний стандарт України).
5. Конструкції будинків і споруд. Настанова щодо проектування й улаштування вікон та дверей: ДСТУ-Н Б В.2.6-146:2010. - К. Мінрегіонбуд України, 2010. - 104 с. (Національний стандарт України).

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПЛАСТИЧНОГО ШАРНІРУ НА ЕКОНОМІЮ АРМАТУРИ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РИГЕЛІВ ПРОМИСЛОВИХ І ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ

В.С. Пірожніков, магістр гр. БІ 19М

В.О. Семко, проф., д-р. техн. наук

С.О. Джирма, доц., канд. техн. наук

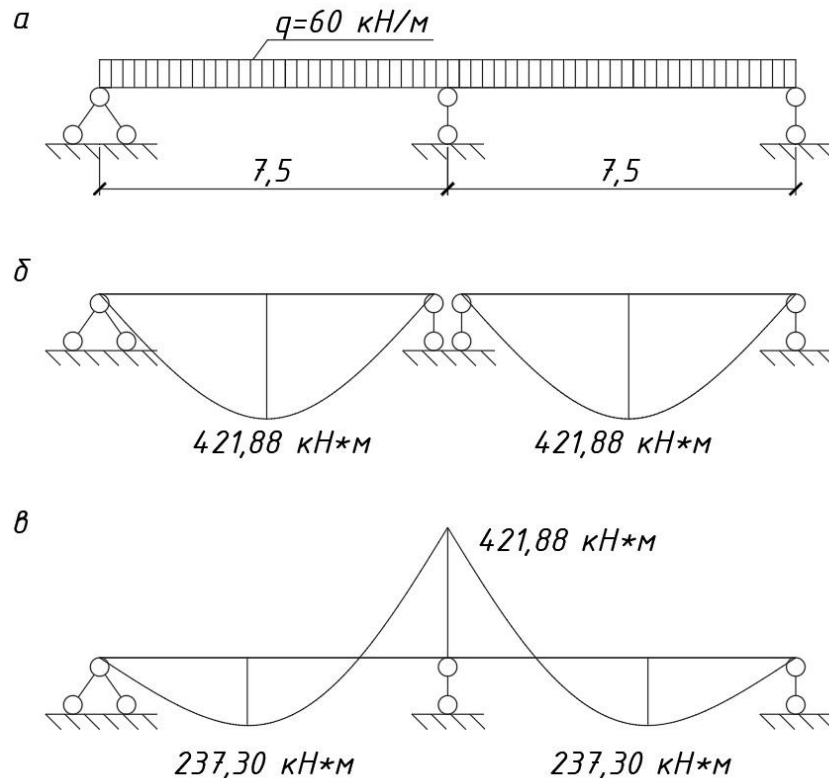
Центральноукраїнський національний технічний університет

За рівнем технічних та економічних показників бетон і залізобетон залишаються основними конструкційними матеріалами, займаючи пріоритетні місця в загальній структурі світового виробництва будівельної продукції [1].

Одним з напрямків розвитку будівельних технологій є зменшення вартості будівництва. Цього можна досягти різними способами: використовувати дешевші матеріали, впроваджувати нові технології виготовлення і монтажу конструкцій, зменшувати трудомісткість робіт, використовувати сучасні методи розрахунків, які дають можливість більш точно підібрати переріз та арматуру проектуємих конструкцій.

При зведення громадських і промислових будівель в основному використовують каркасну схему. Для неї характерне використання колон та балок, що й утворюють каркас. Зазвичай використовують однопрольотну балку, яка розташована в одному прольоті і шарнірно опирається на колони.

Максимальний прольотний момент знаходиться посередині прольоту і в напрямку країв зменшується, доходячи до нуля біля опор (рис. 1 б).



а – схема завантаження; б – дві однопрольотні балки; в – двопрольотна нерозрізна балка

Рисунок 1 – Згинальні моменти в балках різних типів.

При використанні багатопрольотної нерозрізної балки виникають моменти біля опор, які називаються опорними моментами. При цьому прольотний момент має менше значення ніж в однопрольотних балках в таких самих умовах (рис. 1 в).

Перевага багатопрольотних балок в порівнянні з кількома послідовно укладеними однопрольотними – менша витрата матеріалу і вага конструкції, так як при однаковому навантаженні напруження в однопрольотних балках більше, ніж в багатопрольотних шарнірних балках [2].

Розрахунок багатопрольотної нерозрізної балки як пружної системи можливо виконувати будь-яким ефективним методом на дію розрахункового навантаження від власної ваги конструкцій та різних випадків невідгідних розташувань розрахункового тимчасового навантаження [3].

На стадії проектуванні багатопрольотної нерозрізної балки для зменшення прольотних і опорних моментів і більш точного підбору арматури можливо враховувати утворення пластичного шарніру. Він виникає при певному значенні навантаження, коли напруження в розтягнутій арматурі з м’якої сталі досягають межі текучості. Арматура тече і в залізобетонні виникає ділянка великих місцевих деформацій, яка й називається пластичний шарнір.

Розрахунок з урахування пластичного шарніру в порівнянні з розрахунком по пружній схемі може дати 20...30% відсотків економії арматурної сталі [4].

Метою даної роботи є виконання розрахунку нерозрізного ригеля:

- по пружній системі;

- з урахуванням перерозподілу моментів, в результаті виникнення пластичного шарніру.

Довести економічну ефективність другого метода.

Для досягнення мети треба виконати наступні задачі:

1. Виконати розрахунок ригеля як пружної системи.

2. Визначити місце утворення пластичних шарнірів і виконати розрахунок ригеля з урахуванням перерозподілу моментів.

3. Порівняти результати розрахунків і визначити економічну ефективність.

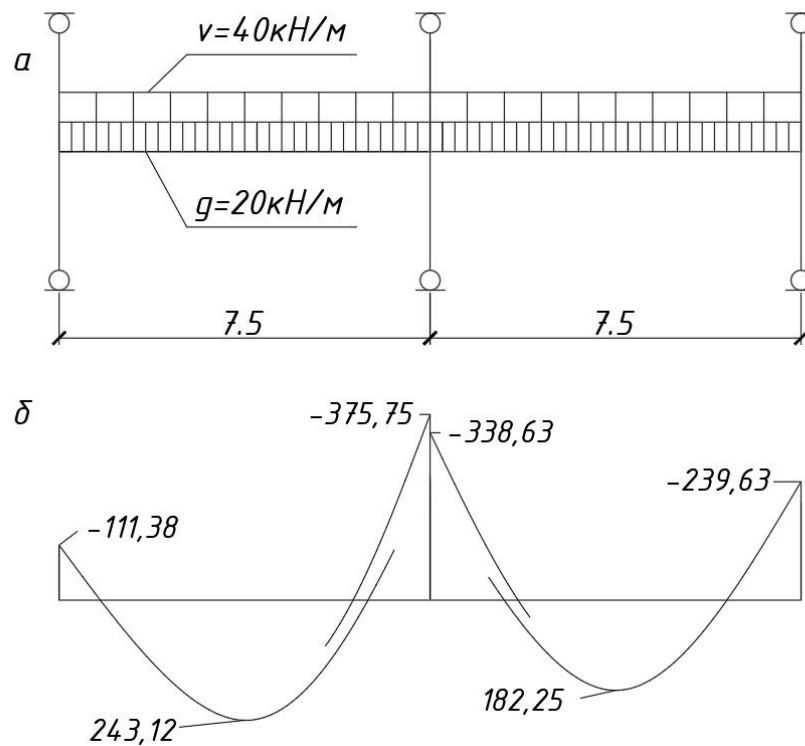
Розглянемо будівлю з каркасною схемою та кількістю прольотів більше ніж два. Виокремлюємо поперечну раму, щоб в ній залишилися колони та багатопрольотний ригель. З’єднання приймаємо жорстке, в тому числі і на крайніх опорах. Довжина прольоту – 7,5 м, висота поверху – 4,5 м. Колони приймаємо перерізом 300х300 мм, ригель розмірами 700х300 мм. Навантаження рівномірно розподілене на 1 м прольоту: постійне приймаємо $g = 20$ кН/м, тимчасове $v = 40$ кН/м (рис. 2 а). Бетон важкий класу С16/20. Арматура робоча класу А500С.

Розраховуємо ригель в двох суміжних прольотах – крайньому і середньому, в інших прольотах результати будуть тотожними.

Розрахунок виконуємо відповідно до чинних норм [5] та методики [4] в середовищі Microsoft Excel.

В результаті розрахунку по пружній системі отримані прольотні і опорні моменти ригеля (рис. 2 б) і підбрано робочу арматуру ригеля (рис. 3).

На основі розрахунку роботи багатопрольотного нерозрізного ригеля як пружної системи враховуємо перерозподіл зусиль після виникнення пластичного шарніру. Його варто прийняти в перерізі з найбільшим моментом по абсолютному значенню. Це місце біля середньої опори зліва між першим і другим прольотами (рис. 4 б). Введення пластичного шарніру дозволяє знизити значення опорного моменту (рис. 4 в).



а – схема завантаження ригеля; б – еюра згинальних моментів при пружній роботі

Рисунок 2 – Еюра моментів при пружній роботі.

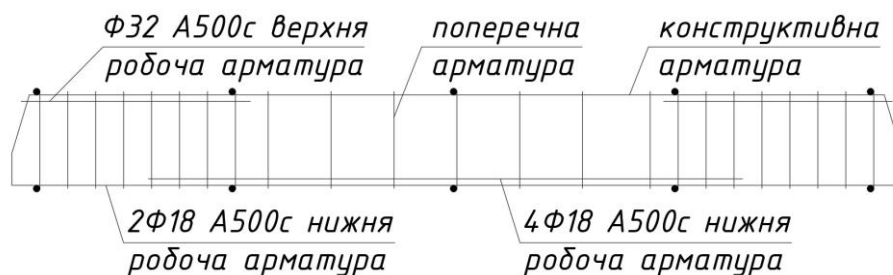


Рисунок 3 – Арматурний каркас ригеля розрахованого по пружній системі.

Задля типізації та недопущенню похибок при монтажі, конструювання арматурного каркасу виконуємо так, щоб ригель був придатним до використання в усіх прольотах, тому що він виготовляється в заводських умовах, а не на будівельному майданчику.

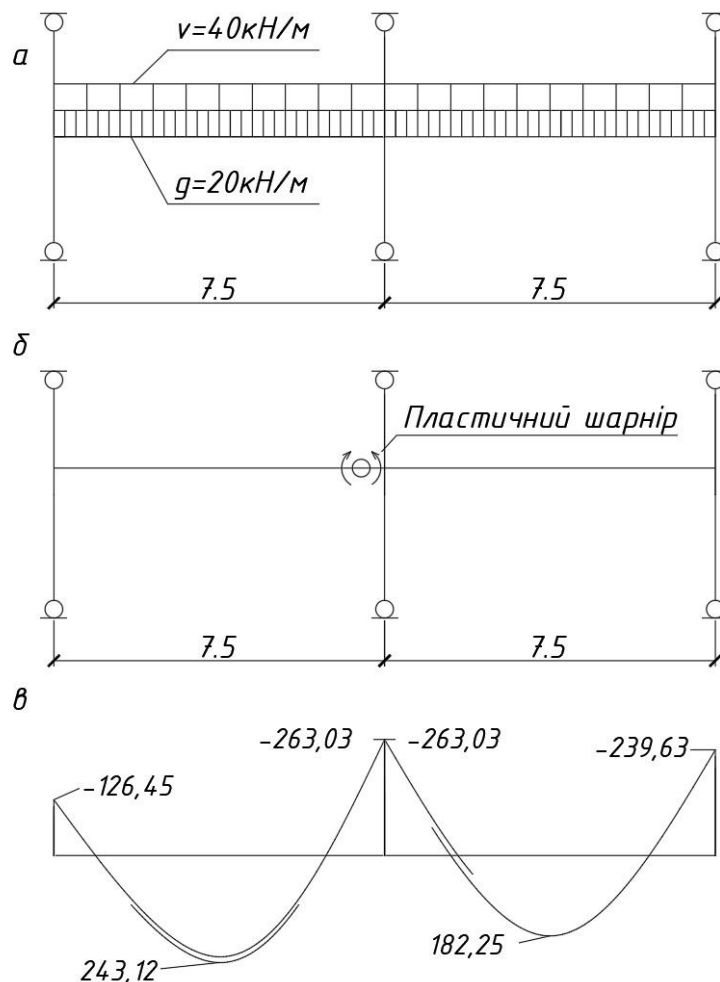
В результаті розрахунку з урахуванням перерозподілу моментів опорні моменти ригеля зменшились (рис. 4 в) і відповідно підібрано робочу арматуру ригеля (рис. 5).

Порівняння результатів.

Для визначення економічної ефективності проведено порівняння витрати арматури.

Робоча арматура ригеля визначена в пружній системі має масу 135 кг.

Після введення пластичного шарніру і зниження опорних моментів вдалося зменшити діаметр робочої арматури і її маса складає 98 кг, що дає економію арматури 27,4%.



а – схема завантаження ригеля; б – місце утворення пластичного шарніру; в – епюра згинальних моментів після виникнення пластичного шарніру.

Рисунок 4 – Епюра моментів з урахуванням утворення пластичного шарніру.

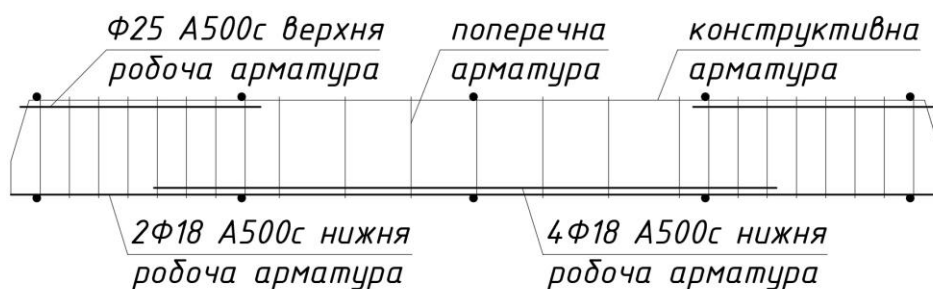


Рисунок 5 – Арматурний каркас ригеля розрахований з урахуванням перерозподілу моментів.

Висновки.

Виконані розрахунки підтверджують, що конструювання залізобетонного ригеля з урахуванням утворення пластичного шарніру може бути більш ефективним ніж ригель який розраховується тільки у пружній стадії.

Використання розрахунку з урахуванням перерозподілу моментів економія робочої арматури складає 27,4%.

Список літератури

1. Железобетон в современном строительстве. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://www.niizhb.ru/statzvezdov2.htm>. Загол. з екрану.

2. Статически определимые многопролетные балки. Способы их образования, классификация и аналитический расчет. [Электронный ресурс]. Режим доступа: <https://studfile.net/preview/599957/page:20/>. Загол. з екрану
3. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для студентов вузов по спец. "Промышленное и гражданское строительство". – М.: Высш. шк., 1987. – 384 с.
4. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. – М., Стройиздат, 1991. – 767 с.
5. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 69 с. (Державні будівельні норми України).
6. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с. (Національний стандарт України).

УДК 69.059.25

ОСНОВНІ ПРИЧИНИ ТА СПОСОБИ ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЯКІ ПІДДАЮТЬСЯ ЗГИНУ

***А.І. Пригорницький, ст. гр. БІ19–М,
С.Л. Хачатурян, доц., канд. техн. наук
Центральноукраїнський національний технічний університет***

Необхідність підсилення залізобетонних конструкцій визначається двома основними факторами: реконструкція будівлі чи споруди (або їх частин); відновлення несучої здатності конструкції.

Реконструкція передбачає:

- зміну технології виробництва, пов'язану зі збільшенням, зміною схеми розташування або характеру навантажень;
- перебудову будівлі чи споруди зі зміною розташування й кількості опор балок тощо;
- заміну застарілого обладнання, що часто приводить до збільшення навантажень;
- збільшення навантаження на конструкцію внаслідок збільшення вимог щодо вантажопідйомності та пропускну здатності (наприклад, мостових споруд).

Необхідність відновлення несучої здатності конструкцій виникає внаслідок:

- помилок, допущених при проектуванні;
- помилок при виготовленні конструкції;

- хімічної агресії й природного зношування конструкції;
- втоми арматури та бетону;
- нерівномірних осідань основи;
- ушкодження конструкції при порушенні режимів експлуатації;
- ушкодження в результаті стихійних лих і аварій.

Реконструкція діючих будівель і споруд проводиться з урахуванням техніко-економічних показників, при цьому часто доцільнішим є максимальне збереження існуючих конструкцій з їх підсиленням (відновленням) [1].

Досить часто доводиться підсилювати залізобетонні конструкції через різні дефекти й пошкодження [2].

Помилки при проектуванні можуть виникнути через невідповідність розрахункової схеми роботі дійсної споруди й полягають у недостатній корисній висоті перерізу, заниженні площі робочої арматури, у недостатньому поперечному армуванні, у неправильному розташуванні відгинів і стиків арматури, неповному анкеруванні стержнів, а також при застосуванні нових конструкцій і конструктивних рішень, не досліджених повністю.

При виготовленні конструкцій іноді використовується бетон нижчого класу, ніж проектний, не забезпечується надійне зчеплення арматури з бетоном при поганому очищенні поверхні арматури. Також трапляється неправильне стикування арматури й недотримання її проектного положення, недостатнє ущільнення робочої суміші й виникнення раковин при бетонуванні, мала довжина обпирання збірних конструкцій, застосування забруднених і неякісних заповнювачів, ушкодження при неправильному зберіганні на складах, транспортуванні й монтажі збірних залізобетонних конструкцій.

На конструкції споруд також впливають агресивні середовища. В промисловості від 20 до 70% загальної кількості споруд експлуатуються при агресивному впливі різного рівня. У результаті хімічної агресії кородують арматура та бетон, при цьому відбувається збільшення об’єму продуктів окислювання, внаслідок чого відшаровується захисний шар бетону й зменшується площа перерізу арматури. Розчини солей, кислот, мінеральні мастила тощо руйнують цементний камінь бетону конструкції. Корозія може бути викликана також блукаючими струмами [2].

Нерівномірні осідання основи спричиняють у статично невизначених конструкціях перенапруження окремих елементів або перерізів.

При порушенні режимів експлуатації (перевантаження конструкцій, механічні впливи, нагрівання тощо) також можуть виникати пошкодження конструкцій.

Стихійні лиха (пожежа, землетрус, повінь тощо) та аварії приводять до повного або часткового руйнування конструкцій, а також знижують характеристики міцності матеріалів. При відновних роботах часто виникає потреба у підсиленні конструкцій.

Характерними пошкодженнями залізобетонних конструкцій є тріщини. Однак їх наявність не завжди свідчить про необхідність підсилення конструкції. Для цього необхідно врахувати не тільки причину виникнення тріщин, але і їхній вплив на подальшу роботу конструкції.

Перша група – зведення нових розвантажуючих і замінних конструкцій, які частково або повністю приймають збільшені навантаження і вивільняють з роботи несучі конструкції. При цьому використовують металеві конструкції (в основному балкові), які передають навантаження на опори. Друга частина передбачає збільшення початкової несучої здатності за двома схемами: без зміни або зі зміною конструктивної схеми елемента. До першого способу віднесені улаштування сорочок, обойми, накладок та односторонніх нарощувань з використанням як поздовжньої арматури так і вертикальних прямих хомутів. Другий спосіб підсилення забезпечується введенням в конструктивну схему додаткових жорстких та пружних опор, використанні різних натяжних, розпірних та інших розвантажуючих конструкцій.

Аналіз конструктивних рішень показує, що одним з найбільш поширених методів є нарощування перерізів залізобетонних конструкцій. При цьому може нарощуватись як переріз арматури, так і переріз бетону або арматури і бетону одночасно, шляхом влаштування залізобетонних обойм, сорочок, тощо.

У 70-80 рр. ХХ століття в сфері будівельних конструкцій розпочали застосовувати матеріали нового покоління, створені на базі високоякісних композитів, які використовували раніше в космічній та авіаційній галузях і які виявилися ефективними при підсиленні будівельних конструкцій з різних матеріалів.

Для підсилення конструкцій шляхом приклеювання (аплікації) композитні матеріали виготовляють у вигляді пластин (стрічок) з різних матеріалів незначної товщини і різних ширини та тканин. Серед них слід виділити композити на основі: вуглецевих волокон (CFRP – англ. Carbon Fiber Reinforced Plastic), які набули найбільшого розповсюдження.

Список літератури

1. Валовой О.І. Ефективні методи реконструкції промислових будівель та інженерних споруд. Навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів за напрямком «Будівництво» / О.І. Валовой // Кривий Ріг: Мінерал, 2013. – 270 с.
2. Физдель И.А. Дефекты и обрушения конструкций и сооружений. / И.А. Физдель // М., Стройиздат, 2017.

УДК 624.154

ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ СТАТИЧНИМ ВДАВЛЮВАННЯМ ПАЛЬ

В.В. Комаха, ст. гр. БП19–М,
С.Л. Хачатурян, доц., канд. техн. наук
Центральноукраїнський національний технічний університет

Дана технологія дозволяє проводити роботи в умовах обмеженого простору, в тому числі і всередині будівлі. Удавлювання паль без попередньої виїмки ґрунту та повна відсутність динамічного впливу дає можливість не тільки зводити монолітні залізобетонні конструкції нульового циклу, а й посилювати фундаменти старих будівель, а також влаштовувати нові підземні приміщення під існуючими будівлями [2].

Розроблене та виготовлене обладнання має високу продуктивність, малу вагу й габарити та дозволяє, в тому числі здійснювати Удавлювання паль на глибину, необхідну для забезпечення потрібної несучої здатності.

Основними перевагами даного методу є:

- відсутність динамічних дій на ґрунт і будівлю;
- влаштування паль без виїмки ґрунту;
- контроль зусилля навантаження кожної палі;
- екологічно чистий, безшумний метод.

Устаткування та технологія дозволяють:

- виконувати улаштування набивних залізобетонних паль діаметром 80÷200мм з несучою здатністю до 300кН;
- влаштовувати трубо бетонні палі.

При реконструкції фундаментів відсутня можливість розробки типових схем зусилля. Схеми зусилля повинні прийматися в кожному конкретному випадку в залежності від навантажень на фундаменти, наявності підвалу та інших підземних споруд, інженерно-геологічних і гідрологічних умов і ін., проте на практиці найбільшого поширення набули дві технологічні схеми:

1. Технологічна схема підсилення фундаментів з використанням пристінних монолітних залізобетонних ростверків (рис. 1.).

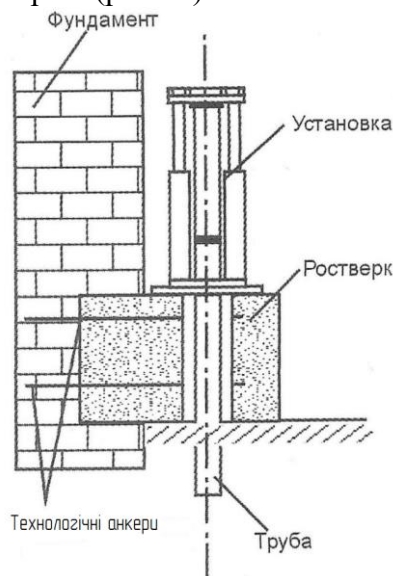


Рисунок 1 – Підсилення фундаментів з використанням пристінних монолітних залізобетонних ростверків

2). 2. Технологічна схема підсилення фундаментів з-під підшви будівлі (споруди) (рис. 2).

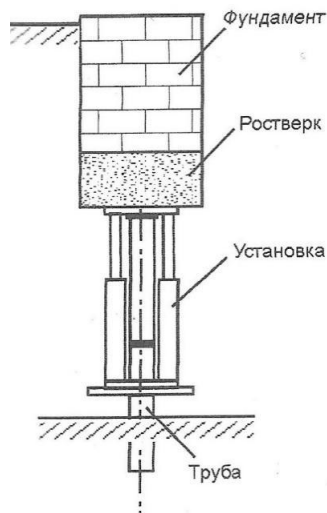


Рисунок 2 – Підсилення фундаментів з-під підшви будівлі

Послідовність проведення робіт виглядає таким чином. У місцях розташування паль у ростверку замонолічуються анкерні болти, до яких, після набору бетоном міцності, кріпиться установка для вдавлювання обсадної труби. Занурюється в ґрунт секціями довжиною 1м, які з'єднуються між собою за допомогою зварювання. Перша секція обладнана конусоподібним наконечником, призначеним для зниження зусилля, необхідного для проникнення палі в товщу ґрунту та запобігання попаданню останнього в порожнину труби. Вдавлювання секції проводиться до моменту фіксації на манометрі установки тиску, що перевищує в 1,2 рази

розрахункову несучу здатність палі. Після досягнення розрахункової глибини занурення порожнина труби армується одиночним стрижнем або просторовим каркасом (у залежності від проекту), і починається процес бетонування [1]. Хоча у даного методу є низка значних плюсів, але є і кілька мінусів. Це великий цикл підготовчих робіт для встановлення обладнання та високий рівень затрат ручної праці. Дані недоліки ускладнюють застосування при стислих термінах будівництва.

Список літератури

1. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайних фундаментов / Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. – М.: Стройиздат, 2014. – 384 с.
2. Краснов А.А., Четвериков А.Л., Шейна С.Г., Шумеев В.Г. Оценка влияния возводимого многоэтажного здания на техническое состояние близлежащих строений. // Проблемы строительства, инженерного обеспечения и экологии города. Сборник материалов III Всероссийской научной конференции. Пенза. Приволжский дом знаний, 2011. – С. 3-5.

УДК 624.132.3

АНАЛІЗ МАТЕМАТИЧНОЇ МОДЕЛІ АКАДЕМІКА В.П. ГОРЯЧКІНА ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ СИЛИ ТЯГИ ПЛУГА

М.М. Соловйов, ст. гр. ГМ(ДМ)-19М,

С.Л. Хачатурян, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Силу опору плугу академік В.П. Горячкін запропонував вважати такою, що складається з трьох складових [1]: сили опору тертю по дну борозни, сили опору деформуванню зрізаного пласта ґрунту та сили опору переміщенню (відкиданню) цього пласта.

Перша із складових сил, за академіком В.П. Горячкіним, не залежить від глибини різання, друга пропорційна площі його поперечного перетину та третя, що викликається необхідністю подолати інерцію його маси, залежить від швидкості різання.

Умови подолання всіх зазначених опорів використана академіком В.П. Горячкіним для одержання його так званої раціональної формули сили тяги плуга.

Рівняння рівноваги сил, які діють на плуг:

$$P \cos \theta = f'(G - P \sin \theta + R_N) + R_p + R_\varepsilon = f'(G - P \sin \theta + \alpha ab) + \beta ab + \frac{\delta abv^2}{2g}, \quad (1)$$

де P – сила тяги плугу;

θ – кут нахилу сили P ;

f' – коефіцієнт тертя плугу по ґрунту;
 G – сила ваги плугу;
 R_N – вертикальна складова опору плугу;
 R_P – горизонтальна складова опору плугу;
 R_ε – опір поперечному переміщенню пласта;
 α – коефіцієнт, який характеризує нормальну силу опору ґрунту різанню;
 a – ширина зрізу;
 b – товщина зрізу;
 v – швидкість плугу (швидкість різання);
 β – коефіцієнт, який характеризує дотичну силу опору різанню ґрунту;
 δ – об’ємна вага ґрунту;
 g – прискорення сили ваги.

З цього рівняння слідує, що

$$P = \frac{1}{\cos \theta + f' \sin \theta} \left[f'G + (\alpha f' + \beta)ab + \frac{\delta abv^2}{2g} \right]. \quad (2)$$

Скорочення рівності дає формулу

$$P = fG + kab + \varepsilon abv^2 \quad (3)$$

чи

$$P = fG + (k + \varepsilon v^2)ab, \quad (4)$$

де

$$f = \frac{f'}{\cos \theta + f' \sin \theta}; \quad k = \frac{\alpha f' + \beta}{\cos \theta + f' \sin \theta}; \quad \varepsilon = \frac{\delta}{2g(\cos \theta + f' \sin \theta)}.$$

При малому куті нахилу сили P , коли $\theta \rightarrow 0$, $f \rightarrow f'$, $k \rightarrow \alpha f' + \beta$, $\varepsilon \rightarrow \delta/2g$, сила P стає рівною силі різання.

Формула академіка В.П. Горячкіна відрізняється логічністю, члени її мають фізичний зміст. Це сприяло тому, що вона стала зручною аналітичною основою для розрахунку сільськогосподарських машин. Принциповим наслідком формули є те, що складові сили опору ґрунту мають різний характер. Якщо сила тертя плугу по дну борозни не залежить від площі перетину зрізу, то інші складові сили пропорційні їй.

Наслідком формули є також нерівність нулю сил тяги та різання при нульовій глибині різання. Із зменшенням глибини різання до нуля сила P наближається до $f'G$.

Характер складових сили P такий, що питомий опір і енергоємність різання повинні зменшуватись зі збільшенням площі перетину зрізу чи, що рівнозначно, зі збільшенням одного з його вимірів. Питомий опір або енергоємність різання

$$p = \frac{P}{ab} = \frac{Gf'}{ab} + k + \varepsilon v^2. \quad (5)$$

Тому розрахунок опорів плугу чи іншим подібним машинам за площею перетину зрізу та питомому опору, що вважалось би однаковим при різних розмірах зрізу, може дати лише наближений результат.

Відмінність умов роботи плугу, що діє за принципом косоного різання з перевертанням і відкиданням пласта, не дозволило використати формулу академіка В.П. Горячкіна для безпосередніх розрахунків землерийних машин, які працюють за принципом прямокутного різання з відділенням стружки. Однак фізична визначеність формули сприяла систематизації вивчення ґрунтів.

Список літератури

1. Зеленин А. Н. Машины для земляных работ (основы теории разрушения грунтов, моделирование процессов, прогнозирование параметров) : учебное пособие для вузов / А.Н. Зеленин, В.И. Баловнев, И.П. Керов. – Москва: Машиностроение, 1975. – 422 с.

ОГЛЯД АВТОМАТИЗОВАНИХ СИСТЕМ ПРОЕКТУВАННЯ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ

**М.В. Медведь, ст. гр. ГМ(ДМ)-19М,
С.Л. Хачатурян, доц., канд. техн. наук**

Центральноукраїнський національний технічний університет

Як відомо, за типом об'єкта проектування передбачається розподіл САПР на дев'ять груп:

- САПР виробів машинобудування;
- САПР виробів приладобудування;
- САПР технологічних процесів у машинобудуванні та приладобудуванні;
- САПР об'єктів будівництва;
- САПР технологічних процесів у будівництві;
- САПР програмних виробів;
- САПР організаційних систем.

Інші групи (8 і 9) є резервними й призначені для виділення та кодування САПР, що не відносяться до перерахованих груп.

Розглянуті нами рішення з САПР відносяться до 7 класифікаційної групи й призначені для автоматизації проектування організаційних схем і планів виконання механізованих робіт з будівництва ділянки автомобільної дороги. Надалі, для стислості будемо іменувати розглянуту нами систему як САПР.

У напрямку розробки САПР, що відносяться до будівництва автомобільних доріг проводилися дослідження в Харківському національному автомобільно-дорожньому університеті (ХНАДУ), Київському національному транспортному університеті (КНТУ) і ін. В області САПР виробництва механізованих робіт (САПР ВМР) при будівництві автодоріг найбільш відомі роботи таких авторів, як Дерев'янка С.Н., Сорокін А.Н. [1].

У КНТУ і ХНАДУ розроблені комплекси програм САПР автомобільних доріг. Серед них: проектування подовжнього профілю, економічне трасування мереж автомобільних доріг, оцінка умов руху й інші.

Комплекс програм з автоматизації проектування подовжнього профілю містить програми підрахунків обсягів земляних робіт, підрахунок швидкостей руху автомобіля по запроєктованому подовжньому профілю, визначення координат перспективних зображень точок траси. Основою комплексу є програма проектування проектної лінії. Створений також комплекс програм з оцінки умов руху, що містить оцінку аварійності й безпеки руху, визначення розрахункових показників системи «дорожні умови-транспортні потоки», статистичну обробку натурних спостережень.

Комплекс програм з економічного трасування містить програми побудови оптимальної мережі автомобільних доріг, визначення вантажонапруженості й інтенсивності руху на перегонах мережі, програма оцінки економічної ефективності капіталовкладень у дорожнє будівництво.

Розробки по автоматизації окремих питань проектування автомобільних доріг ведуться в таких проектних організаціях, як Укрремдорпроект, Укргіпродор і інших організаціях. У цих організаціях вирішуються питання з автоматизації проектування подовжнього профілю, земляних робіт, розрахунок елементів дорожнього одягу.

Створенням автоматизованих систем проектування автомобільних доріг займається низка проектних організацій, науково-дослідних інститутів і вузів країни. Система створюється як сукупність методичного, програмного, інформаційного, технічного, організаційного й кадрового забезпечення, виходячи з умов оптимального використання різних засобів у сполученні з творчими можливостями інженера-проектувальника. Склад САПР містить: трасування доріг з використанням матеріалів аерофотозйомки і за допомогою побудови цифрової моделі місцевості, проектування земляного полотна, проектування водопропускних труб і мостів.

Разом з тим закінчених розробок САПР організації виробництва механізованих робіт (САПР ОВМР) при будівництві автодоріг у даний час немає.

Процес проектування з допомогою ЕОМ найбільш ефективний у тому випадку, коли входи й виходи всіх програм погоджені один з одним, вихідні дані для всього комплексу програм зберігаються в пам’яті ЕОМ у вигляді бази вихідних даних.

Об’єктивно виникає необхідність у переході до більш високого рівня автоматизації і створенню САПР, що стає однією з найважливіших задач технічного прогресу в проектуванні систем виробничої й технічної експлуатації будівельних і дорожніх машин (БДМ).

Програмно-інформаційне забезпечення САПР України складається з баз даних, які забезпечують розв’язання задач, які містяться в цих комплексах. Бази даних містять: транспортно-експлуатаційні й економічні показники проекрованої автомобільної дороги, характеристики міцності дорожньо-будівельних матеріалів, проектні характеристики та креслення подовжного й поперечного профілів земляного полотна, обсяги земляних робіт, розподіл земляних мас, оптимальний варіант дорожнього одягу, обсяги й витрати стоку, відомості матеріалів, кошторисні розрахунки, проектні характеристики для капітального ремонту й ін.

Разом з тим баз даних, що містили б експлуатаційні характеристики машин і іншу інформацію для розрахунків комплектів машин і організації їхньої спільної роботи відсутні.

Виходячи з викладеного вище, метою подальших досліджень є: дослідження операційного середовища виконання механізованих робіт при будівництві автодоріг для розробки САПР і розробка засобів визначення продуктивності машин і їх комплектів.

Поставлена мета може бути досягнута розв’язанням таких задач:

- визначенням складу й структури САПР ;
- створенням переліку проектних задач (підсистем);
- розробкою інформаційної структури баз даних;
- реалізацією підсистеми визначення продуктивності машин і їх комплектів.

У результаті необхідно одержати:

- удосконалені результати проектування на основі застосування математичних методів оптимізації, різноманітних методів проектування на основі широкого застосування засобів обчислювальної техніки;

- підвищення якості оформлення проектної документації шляхом застосування ЕОМ.

Список літератури

1. Комплексная механизация строительства автомобильных дорог. Деревянко С.М., Лысиков Е.М., Бульга В.В. – Харьков, 2006. – 223 с.

СТВОРЕННЯ БАЗИ ПАРАТМЕРІЗАЦІ БАЛОК НАСТИЛУ БАЛОЧНОЇ КЛІТКИ

К.М. Майстренко, *ст. гр. БІ-19 МЗ*

Г.Д. Портнов, *доц., канд. техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Для автоматизації проектування компанія АСКОН пропонує використовувати технологію інтелектуального проектування MinD (Model in Drawing) на базі універсальної графічної платформи КОМПАС-3D /4/.

У загальну технологію в єдиній графічному середовищі КОМПАС-3D ув'язані компоненти: менеджер об'єкта будівництва, об'єктно-орієнтовані додатки, «КОМПАС-Об'єкт».

Елементи, створені на основі «КОМПАС-Об'єкт», є параметричними, що дозволяє отримувати моделі типових елементів на основі одного разу спроектованого прототипу. Тому при моделюванні необхідно заздалегідь виконати параметричний синтез.

На початковому етапі параметричного синтезу необхідно визначити, які значення може приймати кожен з параметрів елемента.

Значну частку металевих конструкцій представляють технологічні майданчики, основним компонентом яких є балочні клітки. Як відносно прості конструкції балочні клітки можуть бути об'єктом автоматизації проектування.

У даній роботі пропонується обґрунтування алгоритму вибору сталевих розрізної балки сталевих листового настилу балочної клітки для автоматизації процесу розробки проекту на стадії технічної пропозиції.

Алгоритм розробляється на основі таких міркувань.

1. Технічна пропозиція розробляється на основі компоувальних рішень, які при розробці робочого проекту піддаються неодноразовим змінам. Проведення точного розрахунку на цьому етапі не виправдано.
2. Застосування прокатних двотаврових балок ГОСТ 8239-89 отримало найбільше поширення. Перехід до балок іншого профілю на етапі розробки робочого проекту може бути виконаний за допомогою програм, що входять в ОК «SCAD».
3. Балки балочних кліток робочих майданчиків відносять до 2 групи конструкцій, для яких слід застосовувати сталь С245, С255, С285, С345 /2/. Однак балки настилу виконують з прокатних елементів, в яких відсутні зварні шви, тому їх відносять до 3 групи конструкцій і в них допускається застосовувати сталь С235, якщо температура експлуатації не нижче 40 ° С. При попередньому компоуванні пропонується призначення стали С245.
4. Відповідно до СП «Сталеві конструкції» в залежності від призначення і умов експлуатації балок їх розрахунок слід виконувати з урахуванням часткового розвитку пластичних деформацій шляхом введення в розрахунок коефіцієнта $c_1 \approx 1.1$, що враховує частковий розвиток пластичних деформацій на частині перерізу балки.

З урахуванням вищевикладеного при попередньому компоуванні проекту пропонується використання таблиці, побудованої за таким алгоритмом.

1. Призначається товщина настилу t_n [мм], крок a [м] балок і довжина l [м] балки на підставі досвіду проектування /3,5/.

2. Визначається коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f / 1/$.

Для сталевих настилу $\gamma_{f1} = 1.05$;

- для тимчасової нормативного навантаження коефіцієнт $\gamma_{f2} = 1.3$ при повному нормативному значенні навантаження менш 20кН / м²;

- для тимчасової нормативної завантаження $\gamma_{f2} = 1.2$ при повному нормативному значенні $20 \text{кН} / \text{м}^2$ і більше;

3. Розраховується розрахункове навантаження з поправкою $c_1 = 1.1$ за формулою

$$q_c = \frac{(1.05 \cdot 0.785 \cdot t_n + \gamma_{f2} P^n) \cdot a}{c_1} \left[\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right] \quad (1)$$

(Власна вага балки враховується при підборі перерізу: п.4).

4. Отримані дані обробляються програмою «Кристал» програмного комплексу Structure CAD Office (меню «Розрізні балки» в режимі «Підбір перерізів») для значень: $\gamma_n = 1,0$; коефіцієнт відповідальності $\gamma_c = 1,0$; двотаври сталеві гарячекатані з ухилом внутрішніх граней полиць ГОСТ 8239-89; сталь С245 і зводяться в таблицю.

Таблиця 1 - Орієнтовний профіль балок ГОСТ 8239-89 на стадії технічної пропозиції.

$P^n \left[\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right]$	$t_n \text{ [мм]}$	$a \text{ [м]}$	$q_c \left[\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right]$	$l \text{ [м]}$				
				2	3	4	5	6
1	2	3	4	5				
10	6	0,6	6,82	№10	№10	№12	№16	№18
12	8	1,0	13,69	№10	№14	№16	№20	№24
14	8	1,0	15,87	№10	№14	№18	№22	№24
16	8	0,8	14,44	№10	№14	№18	№20	№24
18	8	0,8	16,19	№10	№14	№18	№22	№24
20	8	0,8	17,93	№10	№14	№18	№22	№27
22	10	1,0	24,75	№12	№16	№22	№27	№30
24	10	1,0	26,93	№12	№18	№22	№27	№33
26	10	0,8	23,29	№12	№16	№20	№24	№30
28	10	0,8	25,04	№12	№18	№22	№27	№30
30	10	0,8	26,78	№12	№18	№22	№27	№33
32	12	0,8	28,65	№12	№18	№22	№27	№33
34	12	0,8	30,39	№14	№18	№24	№30	№33
36	12	0,8	32,14	№14	№18	№24	№30	№33

Список літератури

1. ДСТУ-НБ В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN. Настанова. Основи проектування конструкцій.- і. К. : Укрархбудінформ, 2009. - 81с.
2. ДБН В.2.6 – 198;2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Київ.Мінрегіон України 2014.
3. Колоколов С.Б, Никулина О.В. Автоматизированное проектирование балочной площадки: Учебное пособие, - Оренбург: ОГУ, 2004.- 119с.
4. Компас-3D V16: руководство пользователя. В 3 т. Т.1. – Изд-во Аскон, 2015. – 413 с.
5. Металлические конструкции. В 3т. Т.1. Элементы конструкций: Учеб.для строит. вузов/ Под ред. В.В. Горева.-3-е изд. стер.- М.: Высш. шк., 2004. – 551 с.: ил.

УДК 725.826, 624.042, 624.014

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ПЕРЕРІЗІВ ЗВАРНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК**О.О. Некрутенко, ст. гр. БІ-18 МЗ****Г.Д. Портнов, доц., канд. техн. наук***Центральноукраїнський національний технічний університет*

Основним типом перерізу металевих балок є двотавровий бісиметричний. Задача оптимізації параметрів двотавра є класичною /2/.

Завдання полягає в визначенні оптимальної висоти балки з заданими моментом опору чи заданою жорсткістю за умови мінімуму площі її поперечного перерізу.

За різними критеріями теоретичне рішення цієї задачі виконано В.М. Вахуркіним /3/, К.К. Мухановим /4/.

В більшості постановок задачі в оптимальному перерізі площа стінки дорівнює сумарній площі полиць.

Мірою ефективності (по витраті матеріалу), тобто вигідності перерізу балки як конструкції, що працює на вигин, є відношення моменту опору до площі перерізу, рівне ядрової відстані:

$$\rho = \frac{W}{A} \quad (1)$$

де W - момент опору перерізу в площі вигину;

A - площа перерізу.

На практиці конструктор в своєму виборі обмежений наявним сортаментом і відповідною маркою сталі, а також конструктивними і технологічними умовами.

Рекомендації, отримані за теоретичними розрахунками можуть не збігатися з практикою компоновання складених перерізів.

Нами досліджені дані компоновання 676 варіантів зварних двотаврів висотою від 1400 до 2200мм з градацією 100мм і моментом опору $W = 6680 \dots 55345 \text{см}^3$.

1. Характеристика конструкції

1.1 Розглянуті варіанти складені з гарячекатаного листового прокату по ГОСТ 19903-74* (стінки), і листового прокату «Сталь широкоугова універсальна по ГОСТ 82-70 *» (полки); сталь С255.

1.2 Параметри перерізів відповідають умовам міцності і місцевої стійкості без додавання повздовжніх ребр і кантів за умовою пружної роботи /1/.

1.3 Товщина стінки приймалася мінімальною за умови стійкості.

1.4 Співвідношення розмірів стінки і полки відповідають умовам зварювання, монтажу, транспортування, рівномірного розподілення напружень /2 /.

2. Отримані результати:

2.1 Для всіх розглянутих перерізів характерний лінійний зв'язок площі перерізу з моментом опору (рис. 1).

Тобто ефективність усіх комбінацій параметрів стінки і полки, які відповідають умовам п.п.1.1 ... 1.4 для балок однієї висоти однакова.

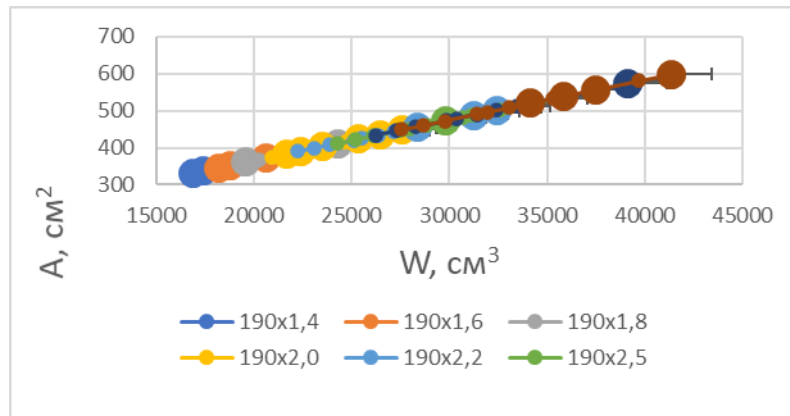


Рисунок 1 - Графік зв'язку площі перерізу A з моментом опору W двотаврової балки висотою $h = 190$ см (1,4 ... 3,0 -товщина полки)

2.2 Зведення усіх наявних даних в одному графіку (рис. 2) показує практично лінійну кореляцію між площею перерізу і його моментом опору для всіх розглянутих варіантів компоновки..

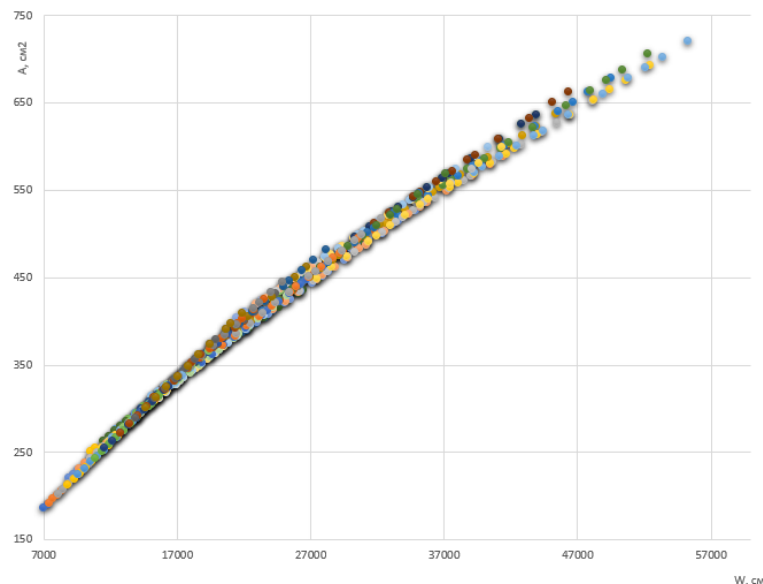


Рисунок 2 - Графіки зв'язку площі перерізу A з моментом опору W двотаврової балки для прийнятих комбінацій параметрів складових

Висновок: Перерізи зварних балок висотою від 1400 до 2200мм, складені з широкосмугової і універсальної сталі за умовами міцності, стійкості і технологічності, з мінімальною товщиною стінки, мають практично однакову ефективність незалежно від співвідношення параметрів складових.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України. 2014. - 199 с.
2. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. / За ред. Ф.С. Клименка. Підручник 2-ге видання - Львів.: Світ, 2002. -312 с.
3. Вахуркин В.М. Наивыгоднейшая форма двутавровых балок. Бюллетень строительной техники. №21, 1949.
4. Муханов К. К. Металлические конструкции. Учебник для вузов. Изд. 3-е, испр. и доп. М. Стройиздат, 1978. 572 с.

ТАБЛИЧНА ПАРАТМЕРІЗАЦІЯ ПЕРЕРІЗІВ ЗВАРНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК

Т.Г. Некрутенко, ст. гр. БІ-18 МЗ

Г.Д. Портнов, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Особливістю будівельних конструкцій є модульність генеральних розмірів, а також варіантність граничних умов. Стосовно до складених балок це означає кратність висоти балки (М100) і необхідність забезпечення будівельної висоти при досить економічному перерізі.

В рамках проведення табличної параметризації нами розроблені варіанти зварних двотаврових бісиметричних перерізів висотою від 1400 до 2200мм з градацією 100мм.

Компонування перерізів зварних двотаврових балок передбачає виконання умов конструктивного, технологічного і логістичного характеру.

Конструктивні /1/ і технологічні /2/ умови представлені таблицею 1 і рисунком 1.

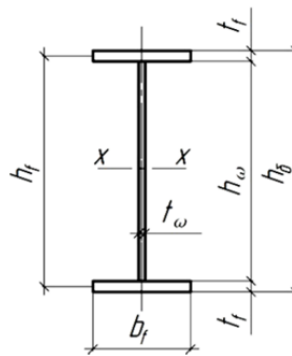


Рисунок 1 - Параметри перерізу

Таблиця 1 - Конструктивні і технологічні умови компонування перерізу.

№	Формула	Пояснення
1	$t_w \geq \frac{h_w}{5.5} \cdot \sqrt{\frac{R_{y(w)}}{E}}$ (1)	умова стійкості при відсутності поздовжніх ребер
2	$t_w \approx 3 \cdot h + 7$ [мм] (2)	умови монтажу та транспортування
3	$t_w \geq 8$ мм	умова корозійної стійкості
4	$\frac{b_f - t_w}{t_f} \leq 0.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{y(f)}}}$ (3)	умова місцевої стійкості при відсутності канту;
5	$b_f \approx \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5}\right) h \geq 180$ мм (4)	умови •забезпечення жорсткості поясу в його площині; •рівномірного розподілення напружень; •влаштування вузла спирання.
6	$t_w \leq t_f \leq 3t_w$ (5)	умова зварювання

Логістичні умови представлені практикою виготовлення стінок двотавра з гарячекатаного листового прокату по ГОСТ 19903-74*, а полок – з листового прокату «Сталь широкосмугова універсальна по ГОСТ 82-70 *».

Крім того, запропонований сортмент повинен дати можливість вибору перерізу з недонапруженням не більшим за 5% /2/.

Вважалось, що стінка повинна бути якомога тонкою за умови (1) /2/ Табл.1.

В рамках (фільтрах) цих умов нами одержані 676 варіантів складання перерізів двотаврових балок зі сталі С255 висотою h з моментом опору $W = 6680 \dots 55345 \text{ см}^3$ (Рис.2).

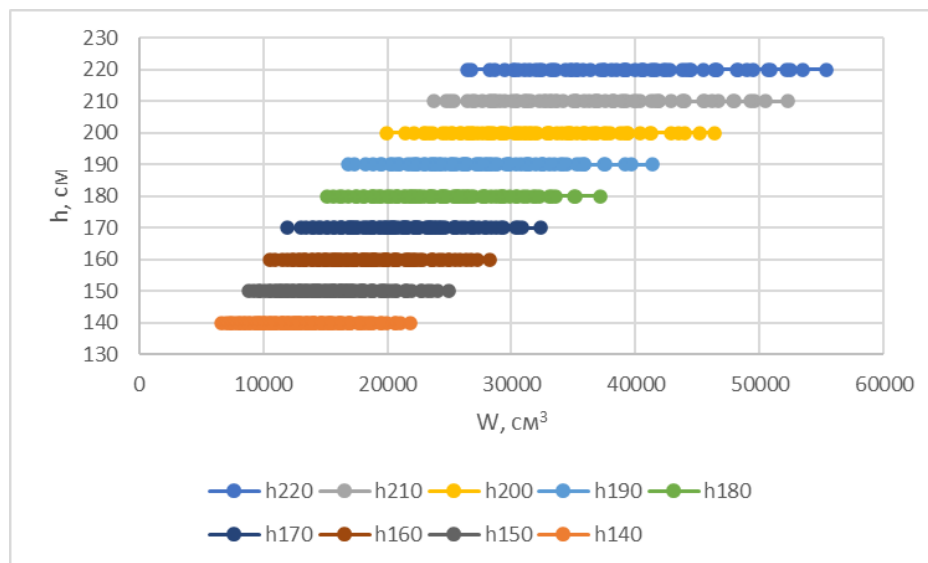


Рисунок 2 - Діапазон змін моментів опору W перерізів висотою h

На основі отриманих даних складена таблиця параметрів «Скороченого сортаменту» двотаврових перерізів, момент опору яких відповідає ряду геометричної прогресії зі знаменником $m = 1,05$ (Табл.2).

Таблиця 2 - Скорочений сортамент двотаврових балок складеного перерізу зі сталі С255.

№ п/п	$h, \text{ см}$	$t_w, \text{ см}$	$t_f, \text{ см}$	$b_f, \text{ см}$	$A, \text{ см}^2$	$W, \text{ см}^3$
1	2	3	4	5	6	7
1.	140	0,9	1,1	28	185,62	7048,16
2.	140	0,9	1,2	30	195,84	7745,47
3.	140	0,9	1,4	28	201,88	8146,08
4.	140	0,9	1,4	30	207,48	8530,29
5.	140	0,9	1,4	32	213,08	8914,50
6.	140	0,9	1,4	34	218,68	9298,71
7.	140	0,9	1,4	36	224,28	9682,92
8.	140	0,9	1,4	38	229,88	10067,13
9.	140	0,9	1,4	40	235,48	10451,34
10.	140	0,9	1,8	34	245,16	11068,55
11.	140	0,9	1,6	40	251,12	11499,73
12.	140	0,9	1,8	38	259,56	12050,85
13.	140	0,9	1,6	45	267,12	12594,33
14.	140	0,9	1,8	42	273,96	13033,15
15.	140	0,9	2,0	38	282,4	13578,18
16.	140	0,9	2,0	40	290,4	14122,33
17.	140	0,9	2,0	42	302,4	14938,56
18.	170	1,1	1,6	40	311,48	15681,22

19.	170	1,1	1,6	42	317,88	16215,04
20.	170	1,1	2,0	36	326,6	16887,32
21.	170	1,1	2,0	38	334,6	17551,45
22.	170	1,1	2,0	40	342,6	18215,57
23.	170	1,1	1,8	46	348,64	18748,84
24.	170	1,1	1,8	50	363,04	19947,10
25.	190	1,2	1,8	42	374,88	20910,89
26.	190	1,2	1,8	45	385,68	21917,57
27.	190	1,2	1,8	48	396,48	22924,25
28.	190	1,2	2,2	42	407,52	23882,50
29.	190	1,2	2,2	45	420,72	25107,69
30.	190	1,2	2,0	53	431,2	26120,45
31.	190	1,2	2,2	50	442,72	27149,66
32.	190	1,2	2,8	42	456,48	28292,14
33.	190	1,2	2,2	56	469,12	29600,03
34.	190	1,2	2,2	60	486,72	31233,61
35.	190	1,2	2,2	63	499,92	32458,79
36.	220	1,4	2,2	50	521,84	34348,42
37.	220	1,4	2,2	53	535,04	35771,58
38.	220	1,4	2,2	56	548,24	37194,73
39.	220	1,4	2,2	60	565,84	39092,27
40.	220	1,4	2,8	50	580,16	40475,35
41.	220	1,4	2,2	65	587,84	41464,19
42.	220	1,4	3,0	52	611,6	43786,81
43.	220	1,4	2,5	65	626,00	45484,36
44.	220	1,4	2,8	60	636,16	46479,88
45.	220	1,4	2,5	70	651,00	48172,33
46.	220	1,4	2,8	65	664,16	49482,15
47.	220	1,4	2,8	70	692,16	52484,41
48.	220	1,4	3,0	70	719,6	55345,76

Отримані в результаті перебору за граничними умовами варіанти компоновки перерізу зварної двотаврової балки можуть бути використані при створенні бібліотек систем автоматизованого проектування.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України. 2014. - 199 с.
2. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. / За ред. Ф.С. Клименка. Підручник 2-ге видання - Львів.: Світ, 2002. -312 с.

УДК 725.826, 624.042, 624.014

ВИБІР СТИКОВИХ ВУЗЛІВ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК

М.В. Комаров, ст. гр. БІ-18 М

Г.Д. Портнов, доц., канд.техн.наук

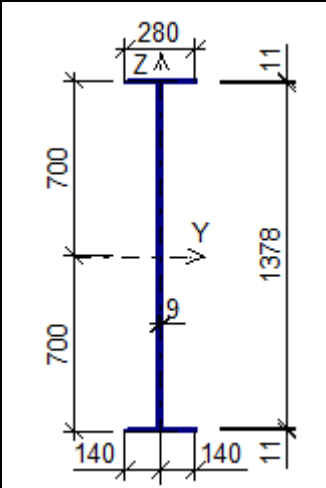
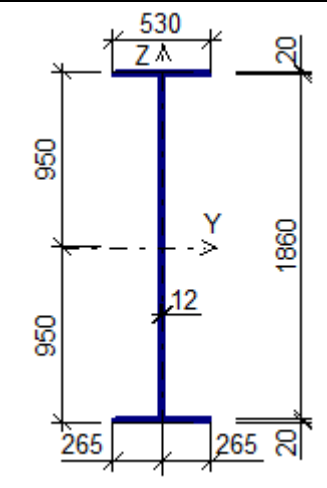
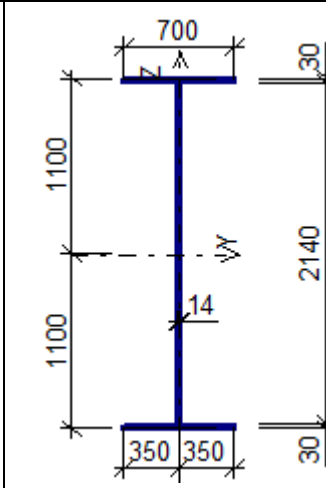
Центральноукраїнський національний технічний університет

При проектуванні балочних конструкцій часто виникає необхідність влаштування монтажного стику однакової міцності з відповідним перерізом балки.

Вибір конструкції монтажного вузла залежить від багатьох вимог конструктивного і технологічного характеру. У даній статті представлені результати оцінювання спроможності розповсюджених типів стикових вузлів двотаврових балок складеного перерізу нести навантаження від згинаючого моменту. Вважалося, що поздовжні та перерізаючі зусилля незначущі.

Конструкція і розміри розглянутих балок представлені в таблиці 1. Матеріал балок - сталь С255. Параметри перерізів повністю відповідають нормам проектування [1].

Таблиця 1. Схеми балок складеного перерізу.

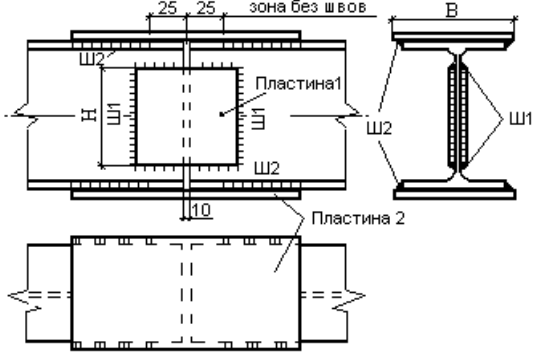
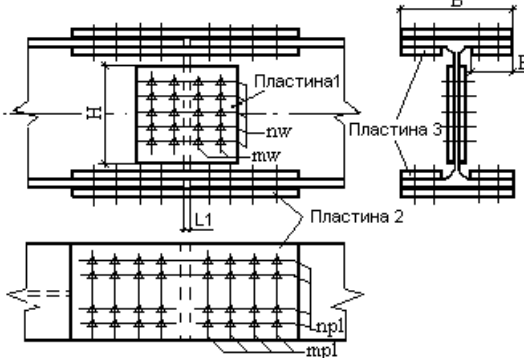
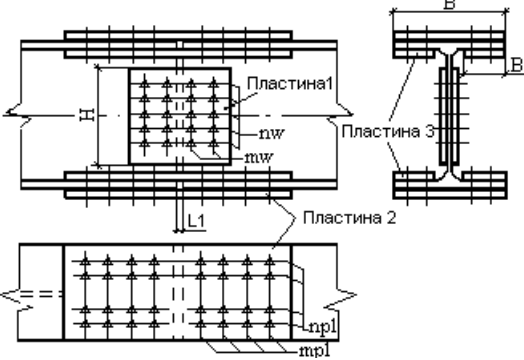
Схема			
1	2	3	4
Шифр	1400x9(280x11)	1900x12(530x20)	2200x14(700x30)
$W, \text{см}^3$	7 048	26 120	55 345
$M, \text{кН} \cdot \text{см}$	172 680	613 830	1 300 625

Компонування стикових вузлів виконувалося в програмному комплексі «ЛИРА - САПР» [3] з врахуванням відповідних конструктивних і технологічних обмежень на розміщення болтових з'єднань та виконання зварних швів [2].

Конструювався вузол обраного типу, здібний нести максимальний згинаючий момент при влаштуванні на обраному перерізі балки. Значення цього моменту порівнювалося зі значенням максимального моменту, який може нести переріз балки. Таким чином визначався процент використання несучої здібності найбільш навантаженого елемента конструкції, включаючи змінений (отвори болтів) переріз балки при максимальному навантаженні.

Результати дослідження представлені в таблиці 2.

Таблиця 2. Процент використання несучої здібності конструкції стикового вузла.

№	Тип вузла	Шифр перерізу			
		1400x9 (280x11)	1900x12(5 30x20)	2200x14(7 00x30)	
1	2	3	4	5	6
1	 <p>Зварений з накладками</p>	Марка проволок: Св-08 ПЛАСТИНА ВСт3кп2	93,8	92,4	99,8
2	 <p>На болтах підвищеної точності</p>	Болт ГОСТ 7805-70* кл.10,9	M18 147	146	140
			M20 133	133	139
			M24 143	142	136
3	 <p>На високоміцних болтах</p>	Болт ГОСТ 15589-70* 40ХХселектр. Марка проволок: Св-08 ,пластина ВСт3кп2	M18 111	110	114
			M20 103	103	124
			M24 111	111	113

Продовження табл. 2

4		Болт ГОСТ 15589-70* 40Х«селект». Марка проволоки: Св-08 пластина 09Г2С	M24	99,6	125	194
5		Болт ГОСТ 15589-70* 40Х«селект». Марка проволоки: Св-08 пластина 09Г2С	M24	93,3	96,1	99,7
6		Болт ГОСТ 15589-70* 40Х«селект». Марка проволоки: Св-08 пластина 09Г2С	M24	93,3	96,1	100,7
7		Болт ГОСТ 15589-70* 40Х«селект». Марка проволоки: Св-08 пластина 09Г2С	M24	93,3	96,1	99,7
8		Болт ГОСТ 15589-70* 40Х«селект». Марка проволоки: Св-08 пластина 09Г2С	M24	95,5	96,1	100,7

Наведені дані вказують, що принципу проектування конструкції рівної міцності при влаштуванні стикових вузлів двотаврових балок висотою від 1400 до 2200мм повністю відповідають вузли зварені на накладках (№1 табл. 2) і фланцеві №№ 5, 7.

Список літератури

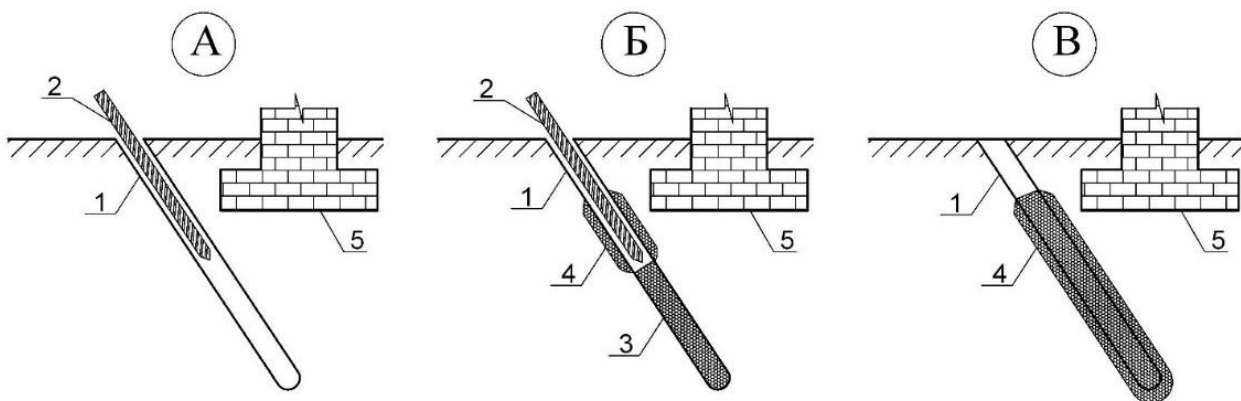
1. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України. 2014. - 199 с.
2. Клименко Ф.С., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. / За ред. Ф.С. Клименка. Підручник 2-ге видання - Львів.: Світ, 2002. -312 с.
3. ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС ЛИРА-САПР®. Руководство пользователя. Обучающие примеры Ромашкина М.А., Титок В.П. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. Электронное издание, 2018г. – 254 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗМІНИ ДЕФОРМАЦІЙНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ГРУНТОВОЇ ОСНОВИ СТРІЧКОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ПІСЛЯ ЗМІЦНЕННЯ ЩЕБЕНЕВИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ

Ю.Ю. Іванов, *ст. гр. БІ-19М,
Центральноукраїнський національний технічний університет*

В роботі розглянуте застосування малогабаритних щебневих елементів, влаштованих шляхом пробивання шпарин, що дозволяє робити не тільки підготовку основи для будівництва нового фундаменту, але й зміцнювати основу вже існуючих фундаментів без вилучення ґрунту, проводячи роботи в стиснутих умовах підвальних приміщень.

Технологія виготовлення щебневих елементів передбачає влаштування, як вертикальних, так і похилих лідерних шпарин, шляхом продавливання ґрунту пневмопробійником з реверсивним добуванням його зі шпарини (рис. 1.А). Потім вручну шпарина засипається щебнем на всю висоту, а пневмопробійник так, як і при влаштуванні лідерних шпарин, по напрямній поринає й утрамбовує щебені в ґрунт (рис. 1.Б). Операція повторюється кілька раз до проектного обсягу втрамбованого щебеня (рис. 1.В). Після пневмопробійник виймається, шпарина засипається щебнем й цементується через трубу-ін'єктор під тиском в 0,15-0,2 Мпа до умовної відмови. При наявності в основі піщаних ґрунтів, щоб уникнути зворотного засипання, влаштування щебневих елементів проводиться із установленої зверху пневмопробійника обсадної труби.

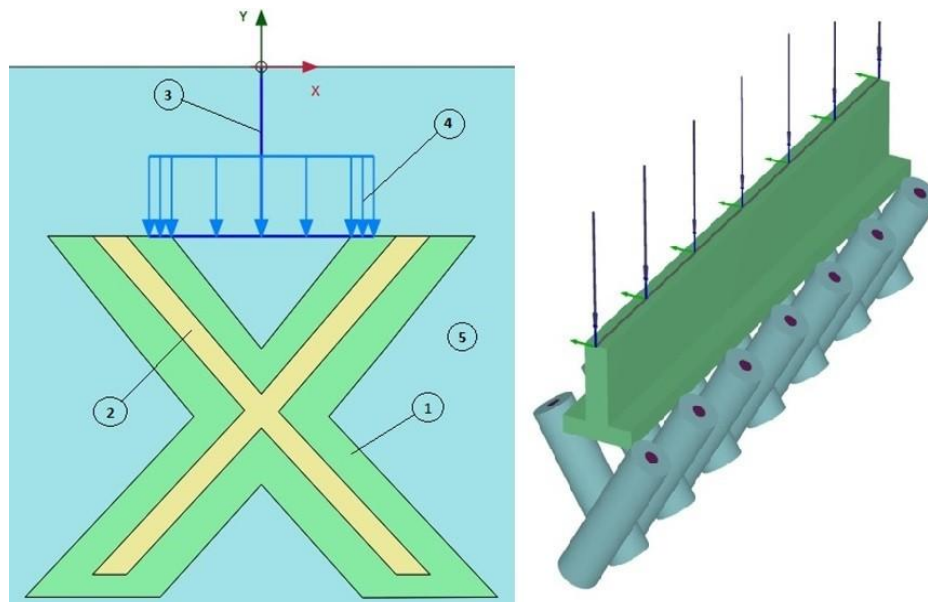


1 - шпарина; 2 - пневмопробійник; 3 - щебені; 4 - зона щебеневого розширення; 5 - існуючий фундамент

Рисунок 1 - Технологія виготовлення щебневих елементів

При дослідженні методами математичного моделювання були прийняті початкові ґрунтові умови. Область застосування обмежена ґрунтами зі ступенем вологості $S_r \leq 0,75$, коефіцієнтом пористості $e=0,9 - 0,65$, модулем деформації $E_0= 7000 \text{ кН/м}^2 - 19000 \text{ кН/м}^2$, кутом внутрішнього тертя й питомим зчепленням: $\varphi=18^\circ-24^\circ$ і $z=9 \text{ кН/м}^2 - 28 \text{ кН/м}^2$ (для пилевато-глинистих ґрунтів) $\varphi=26^\circ-28^\circ$ і $z=1 \text{ кН/м}^2 - 3 \text{ кН/м}^2$ (для піщаних ґрунтів).

Для комплексного дослідження поведінки ґрунтової основи з урахуванням зміцнення щебневими елементами при впливі статичних навантажень були побудовані геотехнічні моделі в ПК PLAXIS 2D і 3D (рис. 2). При виконанні досліджень прийнята ідеально пружно-пластична модель, із граничною поверхнею, описуваною критерієм Кулона-Мору.



1 - зона ущільненого ґрунту; 2 - зона щебеневого розширення, 3- існуючий фундамент; 4- навантаження на основу; 5- неущільнений ґрунт

Рисунок 2 - Характерні розрахункові схеми в Plaxis 2D і 3D

Радіус щебеневого розширення залежать від обсягу втрамбованого щебенів і визначені по формулі:

$$R_{щ.у.} = \sqrt{\frac{V_{щ.у.}}{\pi L_{щ.с.}}}, \quad (1).$$

де $V_{щ.у.}$ – об’єм трамбованого щебня;

$L_{щ.с.}$ - довжина щебеневого елемента.

Моделювання щебеневого розширення (стовбура елемента) здійснювалося масивом ґрунту з модулем деформації $E=100$ МПа й фізико-механічними характеристиками, як для щільного великоуламкового ґрунту з урахуванням відповідних характеристик навколишнього масиву ґрунту - $\gamma=21$ кН/м³; $\phi=43^\circ$; $z=2$ кПа (для піщаних ґрунтів основи); $z=20$ кПа (для пилевато-глинистих ґрунтів основи).

У роботі розглянуті щебеневі елементи при відношенні довжини елемента до його діаметра не менш 5, у такий спосіб можна не враховувати утворення буферного шару (випора ґрунту). Для розрахунків прийнято, що найбільш близька геометрична фігура, відповідна до форми шпарини після формування її стовбура - циліндрична.

Габарити зони ущільненого ґрунту визначені за аналогією з розв’язком *Грачова Ю.А.* і базується на гіпотезі, що зміна обсягу пор в обсязі ґрунту дорівнює обсягу доданих твердих часток в обсязі ґрунту.

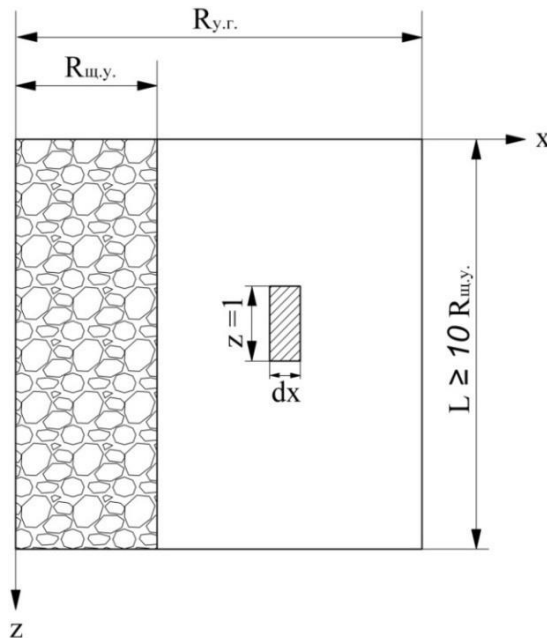


Рисунок 3- Розрахункова схема з елементарною ділянкою ґрунту у вигляді циліндричного кільця. $R_{ш.у.}$ - радіус щебеневого уширення; $R_{y.g.}$ - радіус ущільненого ґрунта

В результаті моделювання з використанням методів математичної статистики, знайдено розв'язок для визначення додаткового припустимого навантаження при заданому припустимому осіданні, що дозволяє обґрунтовано виконувати проектні розв'язки по зміцненню основи реконструйованих будинків. Додаткове навантаження на фундамент реконструйованої будівлі збільшується щодо діючої в інтервалі від 30% при припустимому додатковому осіданні в 10мм до 140% при припустимому додатковому осіданні в 40 мм.

Список літератури

1. Болдырев, Г.Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты [Текст]: учеб. пособие / Г.Г. Болдырев, М.В. Малышев. 4#е изд., перераб. и доп. – Пенза: ПГУАС, 2009. – 412 с.
2. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст] / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский, З.Г. Тер5Мартиросян, С.Н. Чернышов. – М.: Высшая школа, 2007.
3. Цытович, Н.А. Механика грунтов. Краткий курс [Текст] / Н.А. Цытович. – М.: ЛКИ, 2008.

УДК 694.6

ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЛОКАЛЬНОГО ПОСИЛЕННЯ З’ЄДНАНЬ ДЕРЕВ’ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

**Ю.К. Дорофєєв, ст. гр. БІ-19МЗ,
Центральноукраїнський національний технічний університет**

В умовах експлуатації часто відмови балок відбуваються через зниження здвигової міцності через тріщини у деревині й розшарування по клейових швах. У конструкціях із цільної деревини поздовжні тріщини в основному мають усушечний характер. Це пояснюється циліндричною анізотропією будови деревини й різницею вологісних деформацій. При утворенні такої тріщини балка працює, як складений елемент без зв'язків. Так, тріщина в середині висоти перетину знижує міцність балки у два рази, твердість – у чотири.

Для усунення дефекту конструкції з поздовжніми тріщинами необхідно відновити несучу здатність постановкою зв'язків. У наш час для цього використовують з'єднання на похило уклесних сталевих стрижнях, звичайно з арматур А 400-А500. У роботі замість сталевих стрижнів використовуються полімерні композити. Це розширює область застосування таких з'єднань на несучі конструкції в будинках з агресивним до сталі середовищем.

Для оцінки можливості заміни арматурної сталі на склопластик проведена серія випробувань клесних стрижнів на продавлювання. У всіх випадках руйнування походило від зрізу (сколювання) деревини поперек волокон. Результати свідчать про те, що міцність й деформаційні властивості клейового з'єднання стрижнів зі склопластику з деревиною не уступають показникам для сталевих арматур і вони можуть бути використані для армування дерев'яних конструкцій і в якості похило уклесних зв'язків зрушення.

Для натурних випробувань були прийняті балки з деревини ІІ сорту розмірами 100×420×3500 мм і 100×350×3500 мм. Випробування проводилося за схемою чистого вигину з навантаженнями в третинах або чвертях прольоту, що забезпечує необхідне співвідношення максимальних дотичних і нормальних напруг. Оснащення складалося із силової платформи, закріпленої на П-образній рамі, під якою в середині прольоту розташовувався гідравлічний домкрат. Зусилля від домкрата через сталеву траверсу розподілялися на балку через дві точки прикладання навантаження.

Для чистоти експерименту й оцінки ефективності посилення методикою експерименту було передбачене випробування в кілька етапів. На першому етапі випробовувалися балки без посилення в межах розрахункового навантаження, потім балки підсилювалися. На останньому етапі балки доводили до руйнування.

Три балки перетином 100×420 мм були посилені поздовжнім армуванням стрижнями зі склопластику – у розтягнутій й стислій зонах вклеювалося по одному стрижню діаметром 20 мм. Розрахункове навантаження для посиленої балки склало 112 кН, що на 20% більше ніж для непосиленої. Навантаження проводилося прикладанням двох зосереджених сил у чвертях прольоту. Зміщені до опор сили дозволили оцінити роботу конструкції в приопорній зоні під дією підвищеної поперечної сили. У всіх балках прогини показали лінійну залежність від навантаження.

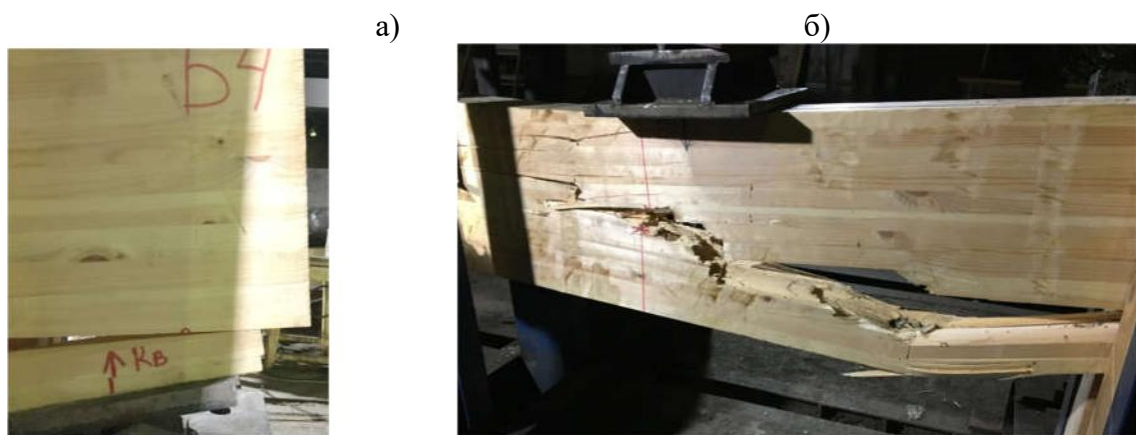
Прогини в посилених балках зменшились в середньому на 14.4%. Усі балки мали хрупкий характер руйнування, у двох випадках руйнування походило від сколювання деревини по границі паза для арматур (рисунки 1), у третьому випадку руйнування відбулося від сколювання розтягнутого стрижня щодо навивки й одночасного розриву нижніх ламелей балки. Середнє значення руйнівного навантаження – 267.6кН, що в 2.35 раз вище розрахункового навантаження для посиленої балки й в 2.8 раз більше, чим для балки без посилення. Характер руйнування підтвердив необхідність установки похилих стрижнів у приопорних зонах для підвищення здвигової міцності.



Рисунок 1 – Сколювання деревини

Для дослідження ефективності поздовжнього армування ділянок з максимальними нормальними напругами була обрана балка розмірами $100 \times 350 \times 3500$ мм, аналогічно чисельним дослідженням, завантажена за схемою чистого вигину двома зосередженими силами в третинах прольоту. Армування прийняте симетричним – у розтягнутій і стислій зоні конструкції було уклеєно по дві вуглепластикові ламелі марки Fibarm HS 14/50, перетин ламелей – 1.4×50 мм. Для підвищення здвигової міцності в зонах дії максимальних дотичних напружень балка була посилена похилим армуванням склопластиковими стрижнями діаметром 20 мм. Розрахункове навантаження для армованої балки становило 64.8 кН, що на 33% більше ніж для неposixленої.

Посилена балка була доведена до руйнування, що носило хрупкий характер і відбулося від сколювання на опорі з одночасним розривом розтягнутих волокон за межами анкерівки вуглепластику (рис.2). Руйнівне навантаження склало 207.3 кН, що в 3.2 рази вище розрахункового значення. Прогини в середині прольоту поменшали на 10%, на всіх щаблях навантаження, аж до руйнування залежність прогинів від навантаження носила лінійний характер. Даний спосіб армування дозволив добитися істотної економії полімерних композитних матеріалів. Витрачено 6920 мм вуглепластикових ламелів (чотири відрізки по 1730 мм), замість 12 800 мм у випадковій армування по всій довжині.



а – сколювання на опорі; б – розрив волокон

Рисунок 2 – Руйнування армованої балки

Дослідження локального армування проводилося на балках зі штучними дефектами у вигляді урізання або прорізів в розтягнутій грані в зоні чистого вигину. Розглянуто три

варіанти посилення – вуглепластиковими ламелями, тканиною на основі вуглецевих волокон і склопластиковою арматурами.

За аналогічною схемою проведені випробування балки з локальним посиленням композитом на основі вуглецевої тканини. У випробуванні глибина дефекту склала 20 мм. Ділянка була посилено шістьма шарами тканини, наклеєними пошарово, із просоченням клеєм кожного шару. Довжина анкерівки склала 180 мм у кожную сторону від країв урізання.

В результаті досліджень підтверджена можливість відновлення міцності й твердості балок з поздовжніми наскрізними тріщинами. Результати експерименту показали високу збіжність із результатами чисельних досліджень і підтвердили коректність комп’ютерного моделювання й запропонованої методики розрахунків.

Список літератури

1. Ярцев В.П., Киселева О.А. Проектирование и испытание деревянных конструкций [Текст] Учебное пособие. Тамбов: Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2005. 128 с.
2. Лейер Д. В. Конструкции из дерева и пластмасс : учеб. пособие [Текст] / Д. В. Лейер, А. К. Рябухин, С. И. Маций. – Краснодар : КубГАУ, 2017. – 92 с.
3. Гринь И.М. Проектирование и расчет деревянных конструкций. Справочник [Текст] /И.М. Гринь, В.В. Фурсов, Д.М. Бабушкин и др.; Под ред. И.М. Гриня. — К.: Будівельник, 1988. - 240 с.

УДК 694.6

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ АГРЕСИВНОГО СЕРЕДОВИЩА НА МІЦНІСТЬ КОМПОЗИТНИХ З’ЄДНАНЬ ДЕРЕВ’ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

**К.Г. Несуниц, , ст. гр. БІ-19М,
Центральноукраїнський національний технічний університет**

В роботі проведено моніторинг технічного клеєних несучих і огорожуючих конструкцій складів. Була відібрана велика кількість зразків із клеєної деревини і й виконана статистична обробка накопичених даних. Це дозволило виявити найбільш характерні особливості роботи клеєних аркових конструкцій і встановити фактори, що впливають на їхню довговічність, а саме вплив солевмісту й вологості на міцність деревини.

З метою встановлення ступенів насиченості деревини солями, з напіварок експлуатованих складів нами були відібрані дослідні зразки. За даними лабораторних випробувань, встановлено, що при максимальному насиченні хлористим калієм, вміст солей у дослідних зразках не перевищував 25 %, а глибина насиченого шару після 40 років експлуатації не перевищує 2...5 мм, і на глибині 15 мм знижується до 6...8 %. Характеристики міцності клеєних дерев’яних зразків, насичених сольовим розчином, знижуються залежно від кількості розчину в зразку. Найбільше зниження міцності деревини в агресивному середовищі не перевищує 20 % .

Нагромадження вологи деревної конструкцій і її поширення в глибину перетину залежить від тривалості експлуатації. Вологість деревини мало залежить від атмосферних умов, але за умови інтенсивної запиленості конструкцій гігроскопічна сіль у системі «вологе повітря-сіль-

деревина» є вологопереносною

Найбільш інтенсивно процес проникнення вологи в глибину перетину відбувається перші 5-8 років.

Потім процес уповільнюється, і глибина зволоженої зони не перевищує 1/3 висоти елемента. Розподіл вологості по перетину реальних конструктивних елементів у різний термін експлуатації й з урахуванням специфіки експлуатаційних умов складів описується емпіричним рівнянням (1).

$$W = \frac{48}{\delta^{0,83}} \tau^{(0,3\delta^{0,16})} \quad (1)$$

Наявність у поперечному перерізі конструктивного елемента шарів з різною вологістю приводить до складного перерозподілу внутрішніх напружень, що негативно позначається на міцності і пружних характеристиках деревини. Враховуючи данні про вплив вологості, умов міцності поперечний переріз елемента має вигляд:

$$\sigma_i = \frac{M \frac{E^W}{E} \left(\frac{A}{F_{пр}} + y_i - h_o \right)}{I_{пр} \xi} \leq R_{сж} \quad (2)$$

Розрахунки проводяться для строків експлуатації 5, 10, 20, 40, 60 років. Результати розрахунків показали, що, починаючи з 20 років, руйнування деякої частини волокон не приводить до лавинного руйнування. Наведені дані дозволяють прогнозувати термін служби несучих дерев'яних конструкцій складів, при гігроскопічному зволоженні не менш 60 років. Фактичні дані за результатами обстежень і відбору зразків дозволяють зробити висновок про те, що при строки експлуатації конструкцій більше 30 років, експлуатаційне середовище не виявляє істотного впливу на міцність деревини, що узгодиться з висновками теоретичних оцінок.

Для порівняння наведені дослідження залежності корозійного ушкодження сталевих накладних деталей, застосовуваних на сьогоднішній день у всіх вузлових з'єднаннях дерев'яних конструкцій, які описуються поліномами 3-й і 4-й ступеня. По отриманих нами статистичних даних відзначено, що сталеві накладки будуть мати наскрізні корозійні ушкодження після 60 років експлуатації. Однак дефіцит несучої здатності, при якому виникне ймовірність обвалення конструкції, відбудеться набагато раніше цього строку. Слід зазначити, що хімічний склад продукту впливає на швидкість протікання корозійних процесів.

З метою забезпечення довговічності й надійності будівельних конструкцій запропоновано розглянути заміну сталевих кріпильних деталей композитними. Дослідження показали: руйнування волокнистих композитних матеріалів, таких як базальт, склопластик і вуглепластик відбувається по зовнішній поверхні волокон. Склопластик і базальт після витримки в концентрованому розчині хлористого калію мають практично однакові кількісні показники втрати міцності: через 21 добу матеріал повністю вичерпував несучу здатність.

В результаті проведених досліджень визначено напружено-деформований стан циліндричних нагелів з вуглецевого композита при дії поперечних сил і виконано їхнє порівняння зі сталевими нагелями. Зроблені висновки про можливість застосування нагелів з вуглецевого волокна, представлені якісні й кількісні характеристики роботи з'єднання, характер руйнування й зусилля, що виникають у нагелях. Випробування виконані на різному устаткуванні й з різною швидкістю навантаження зразків. Побудовані комп'ютерні моделі розрахунків, що враховують фізичну нелінійність і контактну взаємодію.

За результатами натурних і обчислювальних експериментів показана принципова можливість заміни сталевих несучих елементів у конструкції стику на вуглепластикові. Виявлені характерні риси роботи нагелів під навантаженням на вигин і характер змінання навколишньої деревини при використанні сталевих і вуглепластикових нагелів, залежно від розмірів конструктивних елементів і характеру прикладання навантаження.

Для аналізу напружено-деформованого стану нагельного з’єднання й верифікації отриманих експериментальних даних створена розрахункова модель зразків (деревина-сталь і деревина-вуглепластик) у програмному комплексі ANSYS і ANSYS Workbench (рисунк 1).

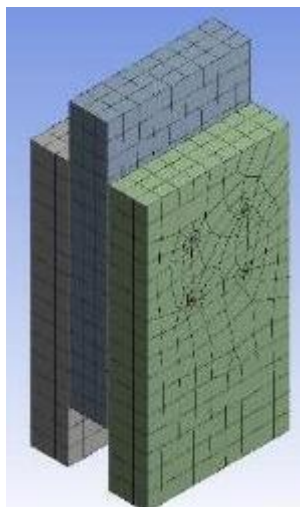


Рисунок 1 — Модель зразка в розрахунковому комплексі ANSYS Workbench

Аналогічно натурним випробуванням, зусилля від преса на зразок передавалося поетапно (ступенями по 1 кН). Нелінійна поведінка матеріалів описувалася нелінійними діаграмами, отриманими експериментально (вуглепластик) і вбудованими в програмний комплекс моделями нелінійного деформування стали й деревини.

При моделюванні контактної взаємодії використовувалися елементи: CONTACT173 (для поверхні деревини) і TARGET170 (для поверхні нагеля). Вирішувалося нелінійне контактне завдання. Розрахункове руйнівне навантаження для зразка з товщиною дощок 50 мм і вуглепластиковими нагельми складало 12...14 кН, зі сталевими нагельми - 16...18 кН; взаємне переміщення контрольних вузлів дерев'яних елементів, розташованих у декількох точках зразка, складало 1,97 мм і 1,8 мм, відповідно.

Для ілюстрації на рис. 2, 3 показані результати розрахунків інтенсивності напруг у нагельх.

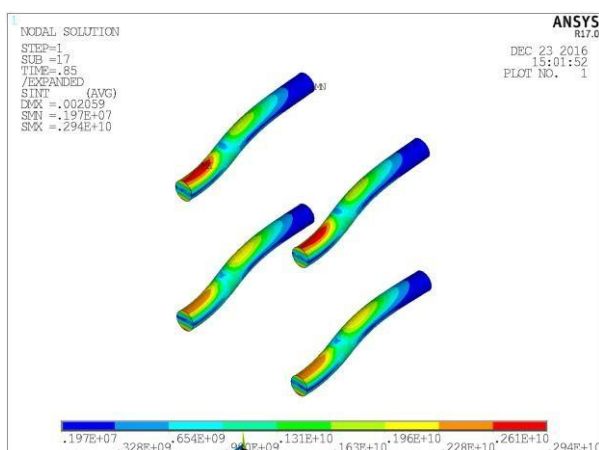


Рисунок 2 — Ізополя інтенсивності напруг в вуглепластиковому нагельі

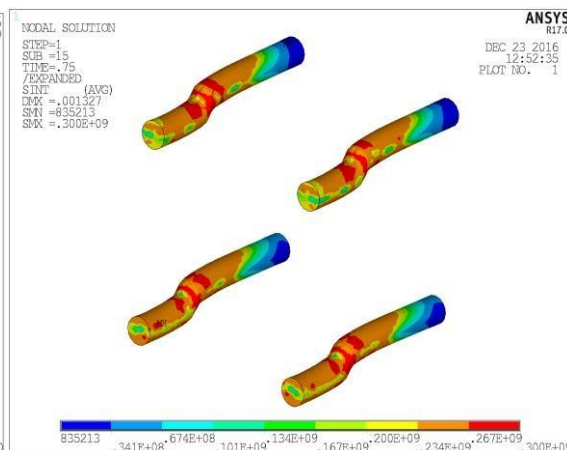


Рисунок 3 — Ізополя інтенсивності напруг у сталевому нагельі

Теоретичні дані, отримані в результаті експерименту й дані, отримані чисельним методом, корелюють між собою. Розкид значень прогинів і величини руйнівного навантаження становить в межах 10...12 % і пов'язаний з недосконалістю (пороками) структури деревини й погрішністю при виготовленні зразків, а також відсутністю будівельних норм на проектування конструкцій з вуглепластику.

Список літератури

1. Ярцев В.П., Киселева О.А. Проектирование и испытание деревянных конструкций [Текст] Учебное пособие. Тамбов: Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2005. 128 с.
2. Лейер Д. В. Конструкции из дерева и пластмасс : учеб. пособие [Текст] / Д. В. Лейер, А. К. Рябухин, С. И. Маций. – Краснодар : КубГАУ, 2017. – 92 с.
3. Гринь И.М. Проектирование и расчет деревянных конструкций. Справочник [Текст] /И.М. Гринь, В.В. Фурсов, Д.М. Бабушкин и др.; Под ред. И.М. Гриня. — К.: Будівельник, 1988. - 240 с.

УДК 624.159.4

ПІДВИЩЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ НАДІЙНОСТІ БЕТОНІВ АРМОВАНИХ ПОЛІПРОПІЛЕНОВИМИ ВОЛОКНАМИ

С.О. Рудюк, *ст. гр. БІ-19М,
Центральноукраїнський національний технічний університет*

Одним з перспективних способів підвищення експлуатаційних характеристик бетонів і будівельних розчинів вважається введення в їхню рецептуру полімерної мікрофібри [1-3]. Використання цього матеріалу дозволяє підвищити міцність при розтяганні цементного каменю, що забезпечує більш високу міцність при розтяганні й тріщиностійкість, а також підвищує інші характеристики будівельних матеріалів на основі цементу. Рекомендується використовувати поліпропіленове волокно в технології фібробетонів, штукатурних, кладочних і монтажних розчинів, гідротехнічних і ніздрюватих бетонів для зниження розшарування сумішей, підвищення водонепроникності, морозостійкості, корозійної стійкості, ударній міцності, стиранності. Незважаючи на значимі переваги застосування в цементних матеріалах полімерної мікрофібри, обсяги її застосування ще невеликі. Можливо, це пов'язане з досить високою вартістю фібри. Крім того, ефективність застосування фібри залежить від її рівномірного розподілу в матеріалі. Для розв'язку цієї технологічної проблеми пропонуються різні способи сполучення мікроармуючого волокна із цементними композитами.

У той же час є дані про незначний вплив або зниження характеристик цементних матеріалів з фіброю. Був досліджений вплив мікроармуючого поліпропіленового волокна ВСМ П-6 довжиною 6 мм, діаметром 20 мкм на властивості дрібнозернистого бетону зі співвідношенням цементу й заповнювача 1:3 з водоцементним відношенням 0,6. Для готування суміші використовувалися цемент ЦЕМ І 42,5 і пісок із $M_k = 1,51$. Суміші готувалися вручну в чаші за ДСТ 310.3-76. Попередньо приготовлена суміш цементу й піску перемішувалася з водою 2 хвилини, після чого в неї протягом 4 хвилин при постійному перемішуванні рівномірно вводилася фібра. Після готування суміші визначалася її

консистенція по розплаву на струшуючому столику відповідно до методики ГОСТ 310.4-81. Потім із суміші формувались зразки розміром 40×40×160 мм для визначення міцності на вигин й стиск, а також зразки циліндричної форми з діаметром і висотою 36 мм для визначення ударної міцності. Були досліджені склади з витратою фібри 1 і 2 % від маси суміші, а також контрольний бездодатковий склад, які тверділи 28 доби в повітряно-вологих умовах.

Міцність при вигині й стиску визначалася за ДСТ 310.4-81. Значення енергії руйнування розраховувалися як відношення сумарної енергії руйнування до площі руйнування. Установлено, що введення фібри приводить до зниження розпливу суміші на струшуючому столику з 265 до 235 мм. При цьому візуально відзначене помітне зниження водовідділення в суміші при збільшенні дозування фібри, а при ущільненні суміші на вібромайданчику – зниження тиксотропного розрідження в порівнянні з контрольним составом.

Для оцінки впливу фібри на міцність при вигині визначення цієї характеристики проводилося двічі для кожного зразка. Після випробування зразків на вигин вони склеювалися в місцях зламу за допомогою епоксидної смоли й через добу випробувалися повторно. При повторному випробуванні всі зразки показали більш високу міцність, а місця зламу зразків не збіглися, що свідчить про коректність методики повторного випробування на вигин. Результати повторного випробування поряд зі середньоквадратичними відхиленнями результатів випробування серії зразків побічно характеризують неоднорідність структури досліджених складів.

Результати першого визначення міцності при вигині указують на те, що введення фібри не підвищує цю характеристику. Повторне випробування склеєних зразків показало ріст міцності при вигині при витраті фібри до 1 %. Це можна пояснити тим, що при перемішуванні сумішей не була отримана їхня достатня однорідність. На поверхні зламу зразків спостерігалася скомкована фібра.

На користь гіпотези про підвищення неоднорідності суміші з фіброю свідчить збільшення розбросів значень міцності при підвищенні дозування добавки. Крім того, відзначається не тільки ріст міцності при вигині в повторних випробуваннях, але й значне збільшення розбросів показників міцності. Результати визначення міцності при вигині показують, що для одержання позитивного ефекту при використанні фібри необхідно приділити особливої уваги технології готування однорідної суміші.

Збільшення витрати фібри знижує міцність при стиску й збільшує розброси її значень, особливо при підвищеному дозуванні добавки, що обумовлене неоднорідністю структури дрібнозернистого бетону за рахунок наявності грудок фібри. Визначення енергії руйнування бетону при ударному впливі показало, що фібра ефективно демпфірує механічну енергію при ударі. Збільшення витрати цієї добавки не тільки підвищує ударну міцність, але й знижує розброси її показників, що свідчить про те, що для дисипації енергії в бетоні з фіброю, на відміну від міцності при вигині, більше значення має витрата добавки, а не рівномірність розподілу її в обсязі зразка. Проведені дослідження показали, що поліпропіленова фібра може впливати на властивості дрібнозернистого бетону, що, імовірно, пов'язане з одержанням неоднорідного матеріалу. Для ефективного використання мікроармуючої фібри як добавки в будівельні розчини й бетони необхідно застосовувати способи її введення в суміш, що забезпечують високу однорідність розподілу фібри в матеріалі. Досліджена фібра підвищила стійкість до ударного впливу навіть при недостатньо якісному перемішуванні.

Список літератури

1. Ерошкина Н.А., Саденко С.М., Чамурлиев М.Ю. Коровкин М.О. Влияния полимерной фибры на механические свойства геополимерного раствора // Инженерный вестник Дона, 2017, №1 URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2017/4050.
2. Ключев С.В., Лесовик Р.В. Дисперсно-армированный мелкозернистый бетон с использованием полипропиленового волокна // Бетон и железобетон. 2011. №3. С. 7-9.
3. Болдырев, Г.Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты [Текст]: учеб. пособие / Г.Г. Болдырев, М.В. Малышев. 4#е изд., перераб. и доп. – Пенза: ПГУАС, 2009. – 412 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ СПІЛЬНОЇ РОБОТИ АРМАТУРИ РІЗНОГО ПРОФІЛЮ ТА БЕТОНУ

В.В. Сокур, *ст. гр. БІ-19М,
Центральноукраїнський національний технічний університет*

Були розглянуті результати досліджень по чисельному моделюванню спільної роботи арматури й бетону в контактній зоні із застосування програм кінцево-елементного моделювання. Дані дослідження присвячені застосуванню програмних комплексів для розв'язку завдань зчеплення в просторовій постановці з урахуванням нелінійності. Установлена необхідність проведення досліджень по чисельному моделюванню арматур з різними параметрами періодичного профілю поверхні.

Наведена методика визначення характеру зчеплення з бетоном арматур різного періодичного профілю на основі аналізу механічних сил зачеплення при різних геометричних характеристиках профілю арматури й класах бетону.

У рамках дослідження були розроблено 55 зразків кінцево-елементної моделі в програмному комплексі Abaqus. У якості зразків на витягування використовуються три типи важкого бетону з кубиковою міцністю на стиск 20, 30 і 40 Мпа. Геометричні параметри періодичного профілю арматури й розміри бетонних зразків варіювалися з метою одержання загальної картини взаємодії арматури й оточуючого бетону. Діапазон значень відносної площі змінання арматурних стрижнів становить значенням від 0,050 до 0,256; величина довжини анкерів змінювалася від 8d до 12d; величина захисного шару змінювалася від 2d до 6d. У якості арматурної сталі використовувалися стрижні діаметром 25 мм, центрально розташовані в бетонних зразках.

Чисельні дослідження зразків на витягування виконувалися з врахуванням двох різних типів граничних умов: варіант із бічною фіксацією бетонної поверхні, і варіант із торцевим обпиранням бетонної поверхні на нерухливу опору. Для опису матеріалів бетону й арматури використовувалися пружні й пластичні властивості. Для розробки кінцево-елементної моделі бетонного зразка й арматурної сталі використані суцільні 8-вузлові елементи типу C3D8R.

В результаті виконаних комп'ютерних розрахунків контрольних моделей з метою визначення оптимальних значень геометричних параметрів періодичних профілів арматури встановлено, що параметри періодичного профілю не виявляють істотного впливу на напружено-деформований стан арматури і бетону при підвищенні міцності бетону на стиск. Отримані розрахункові матеріали, їх аналіз і результати зіставлення з дослідними даними, дозволяють зробити висновок про працездатність запропонованої комп'ютерної розрахункової методики.

В процесі досліджень отримані порівняльні експериментальні дані по переміщеннях стрижневої арматури різних періодичних профілів щодо бетонного зразка. Визначені довжини анкерів, достатні для сприйняття зусиль в арматурах, що відповідають фізичній або умовній границі текучості арматурного стрижня при різних прочностях бетону й діаметрах арматури.

В описуваних дослідженнях була змодельована взаємодія бетону й арматури з різним періодичним профілем при гранично обмежених радіальних деформаціях у бетонних зразках. Це дало можливість більш докладно вивчити вплив виду періодичного профілю й відносної площі змінання (критерію Рема) на спільну роботу арматур з бетоном, тому що такий метод дозволяє виключити поздовжні тріщини розколу бетону. Дослідження робили при витягуванні центрально розташованих стрижнів з бетонних блоків у формі усіченої правильної чотирикутної піраміди висотою 400 мм зі сторонами нижньої і верхньої основ 200 мм і 150 мм відповідно. Бетонні блоки були виготовлені у твердому залізобетонному масиві із вбудованою опалубкою у вигляді металевих обойм багаторазового використання.

Зразки були вилучені із залізобетонного масиву тільки після випробувань. Було проведено 4 серії випробувань зі стрижнями класу А500С діаметром 28мм і 40мм із арматур трьох різних періодичних профілів, які мали довжину закладення в бетоні, рівну 5d, 6.5d, 8d. Зусилля в стрижні створювали щаблями прохідним домкратом. Опори для передачі сили реакції на масив були вилучені від стрижня на відстань, при якій вони практично не виявляли впливи на бетонний зразок.

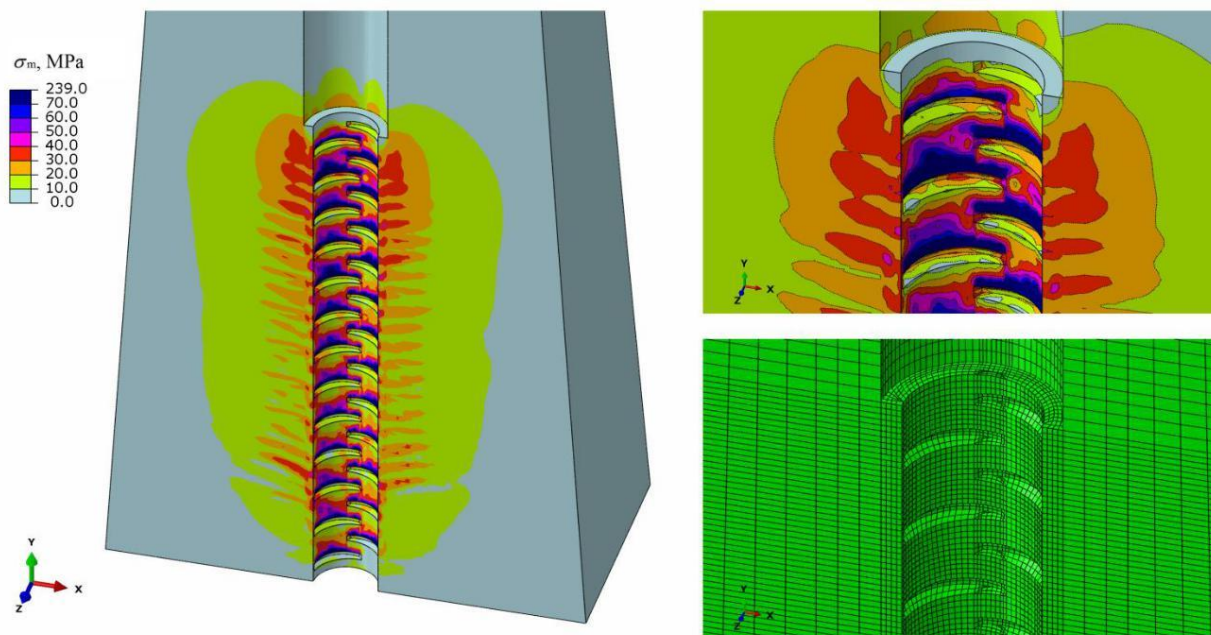


Рисунок 1 – Розподіл еквівалентних напружень

У результаті виконаних експериментів встановлено:

При обмеженні впливу розпірних зусиль збільшення критерію Рема за рахунок зміни конфігурації профілю із двостороннього на чотирибічний з $fr=0,0595$ до $0,0762$ побільшала міцність зчеплення арматури на 5–6% при довжині закладення в бетоні рівної 5d і 6d. При довжині закладення 8d міцність стрижнів обох типів була однакою й досягала своїх граничних величин одночасно з досягненням границь текучості в металі арматури. Абсолютні значення переміщень арматури із профілем двостороннього типу перевищують значення переміщень арматури із профілем чотирибічного типу на 80% на окремих етапах навантаження.

Порівняльні випробування зразків з арматурою, що має чотирибічний ($fr=0,0781$) і кільцевий профіль ($fr=0,2049$) показали практично однакові результати по міцності й деформативності зчеплення з бетоном при закладенні рівно 5d.

Важливим критерієм взаємодії арматурного стрижня й оточуючого бетону в пружній стадії є відносна площа зминання поперечних ребер арматури; у пружно-пластичній і пластичній стадії, додатково до геометричних параметрів, вплив на міцність і твердість зчеплення виявляє здатність періодичного профілю перерозподіляти зусилля в поздовжньому й радіальному напрямку, наявність необхідного захисного шару й поперечного армування.

Результати кінцево-елементного розрахунків показують, що максимальні еквівалентні напруги, що досягаються в бетоні при армуванні чотирибічними профілями вище в 1,24 рази в порівнянні із двостороннім профілем. Зона максимальних напруг у двостороннього профілю значно більше, ніж у чотирибічних профілів, що визначає їхню високу двосторонню розпірність. Деформації ненавантаженого кінця арматури із двостороннім профілем в 1,35 рази вище в порівнянні із чотирибічними профілями, що свідчить про ефективність просторової роботи останніх, їх низьку розпірність й, отже, високу міцності зчеплення з бетоном.

Чисельні дослідження контрольних бетонних зразків розміром 150мм показують, що краще узгодження з вихідної кривої деформування моделі бетону з рівномірним тріщиноутворенням досягається при розмірі кінцевих елементів 1/6 сторони зразка. Краще узгодження з вихідною кривою деформування моделі пластичного руйнування бетону з ушкодженнями досягається при розмірі кінцевих елементів 1/10 сторони зразка.

Список літератури

1. Ерошкина Н.А., Саденко С.М., Чамурлиев М.Ю. Коровкин М.О. Влияния полимерной фибры на механические свойства геополимерного раствора // Инженерный вестник Дона, 2017, №1 URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2017/4050.
2. Ключев С.В., Лесовик Р.В. Дисперсно-армированный мелкозернистый бетон с использованием полипропиленового волокна // Бетон и железобетон. 2011. №.3. С. 7-9.
3. Болдырев, Г.Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты [Текст]: учеб. пособие / Г.Г. Болдырев, М.В. Малышев. 4#е изд., перераб. и доп.– Пенза: ПГУАС, 2009. – 412 с.

УДК 624.152

КОНСТРУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ ЛАБОРАТОРНОГО ОБЛАДНАННЯ ДЛЯ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСУ ВИТРАМБОВУВАННЯ КОТЛОВАНІВ ПІД ФУНДАМЕНТИ

О.М. Марченко, ст. гр. БІ-19М,
С.О. Карпушин, доц., канд. техн. наук
Центральноукраїнський національний технічний університет
В.І. Пантелесенко, доц., канд. техн. наук
ДВНЗ Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

Занурювані в ґрунт конічні блоки розсувають в сторони і згинають вниз шари ґрунту. Ґрунт під блоком частково ущільнюється, випучується вгору і в сторони, при цьому відбувається змінання і руйнування вище розташованих шарів ґрунту. [1, 2].

Занурення блоку ударним вантажем – це складний енергетичний процес, при якому відбувається перетворення потенційної енергії молота в кінетичну енергію удару, що призводить до подолання сил опору ґрунту до остаточних і пружних переміщень блоку. При цьому енергія удару, що розвивається ударним вантажем, частково втрачається при співударянні, струшуванні навколишнього ґрунту і т.п. і лише її частина обумовлює остаточні переміщення блока [1, 2, 3].

На ефективність витрамбовування котлованів під фундаменти та якість стінок і дна витрамбовуваних заглиблень впливає ряд факторів, котрі можна умовно розділити на дві групи. Перша група — параметри трамбівки — маса, геометричні розміри, висота скидання, а також енергія удару. Друга група — ґрунтові умови.

Метод витрамбовування найбільш доцільно застосовувати на просадкових ґрунтах з числом пластичності $I_p \geq 0,03$, при щільності ґрунту в сухому стані $\rho_d \leq 1,7 \text{ т/м}^3$ і степені вологості $Sr \leq 0,75$. Зазвичай застосовуються трамбівки з уклоном бокових стінок від 1:20 до 1:5.

Для проведення експериментальних досліджень був виготовлений спеціальний стенд (рис. 1, а, б) зі щоглою 12, що встановлена на основі 1. На основі розташований контейнер 2 з досліджуваним ґрунтом 3. Робочий орган 4 має можливість вільного вертикального переміщення уздовж направляючої штанги 8, котра рухома у вертикальному напрямку відносно направляючої труби 7. Підйом робочого органу здійснюється лебідкою 11 і канатом 10 через систему блоків 9 і захватний пристрій 5.

Робота на стенді ведеться наступним чином. З допомогою лебідки 11 через захватний пристрій 5 робочий орган піднімається вгору до тих пір, поки не відбудеться взаємодія захватного пристрою з обмежувачем висоти скидання 6, після чого робочий орган вільно падає по напрямній штанзі 8 на ущільнюване середовище.

В нижній основі направляючої штанги 8 є шайба 13 (див. рис. 1, б) зовнішній діаметр якої більше внутрішнього отвору робочого органу, завдяки чому після кожного удару направляюча штанга опускається на глибину занурення робочого органу. Витрамбовування виконується до заданої відмітки з заміром глибини занурення робочого органу після кожного удару.

Витрамбовування поглиблень виконувалося робочими органами з постійними об’ємом занурюваної частини $V=200\text{см}^3$, при цьому відношення глибини занурення робочих органів до середнього діаметру було приблизно однаковим $h/d_{cp}=1,5$ (рис. 1, в). Таке співвідношення відповідає фундаментам мілкого закладання. Робочі органи виконані з різними кутами конусності, відповідними (кутам конусності, що застосовуються в практиці виготовлення трамбівок.

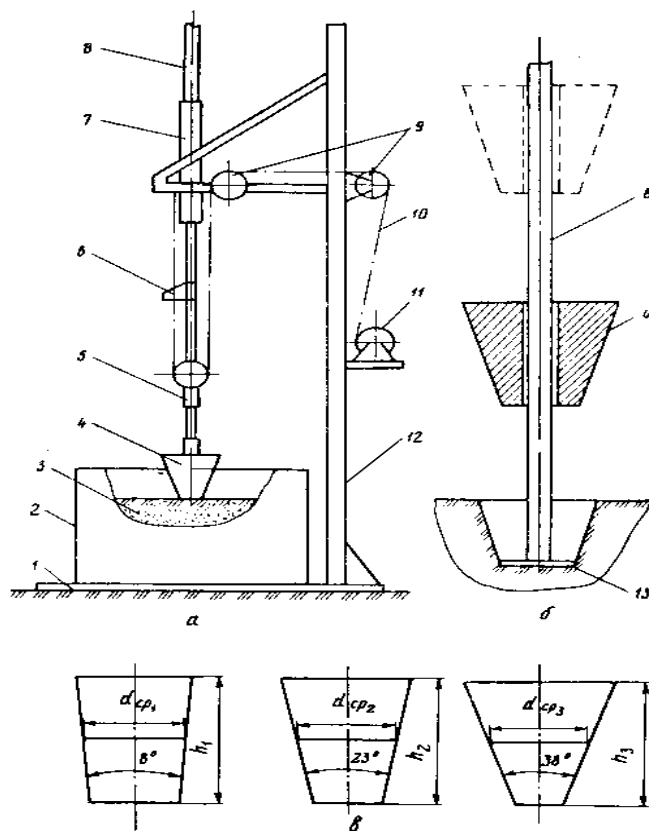


Рисунок 1 – Експериментальне обладнання для дослідження процесу витрамбовування поглиблень: а — стенд для витрамбовування; б — витрамбовування в умовах вільного падіння робочого органу; в — робочі органи.

В експериментальних дослідженнях досліджувався ґрунт з фізико-механічними

властивостями, близькими до властивостей лесових просадкових ґрунтів, що займають близько 15% території України в різних регіонах. Фізико-механічні властивості досліджуваного ґрунту: щільність в сухому стані $\rho_d = 1,5 \dots 1,6 \text{ г/см}^3$, пористість $n = 38 \dots 42\%$, вологість $W = 6 \dots 8\%$, степінь вологості $Sr = 0,26 \dots 0,32$.

Параметри ґрунту в лабораторних дослідженнях визначені із застосуванням критерію подібності - v^2/gl . При $\rho_{zn} = \rho_{zm}$, $l_n/l_m = K_l$ маємо $v_n/v_m = \sqrt{K_l}$. Тут g — прискорення вільного падіння, v — швидкість удару робочого органу, ρ_z — щільність ґрунту, l — узагальнений лінійний розмір, K_i — масштабний коефіцієнт. Індекс «н» відповідає натурним умовам, індекс «м» — моделі.

Список літератури

1. Машины для погружения свай, фундаментов-оболочек и устройства углублений без выемки грунта: Монография /Л.А.Хмара, В.И.Пантелеенко, М.Г.Маліч–Павлоград, ТОВ«ІМА-прес». 2017 – 205с.
2. Хмара Л.А., Пантелеенко 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 строит. и дор. машины и оборудование»// Сб.науч.тр. №107. Днепр. ГВУЗ «ЛГАСА», 2019. С.136-144.
3. Борщ В.С., Пантелеенко В.І., Карпушин С.О. Стенд для дослідження процесу виштампування поглиблень//Тези доповідей I Всеукраїнської студентської н.п. конференції “Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій”.- Кропивницький: ЦНТУ,2019.–с 35.
4. Шве́ц В.Б., Лушников В.В., Шве́ц Н.С. Определение строительных свойств грунтов (справочное пособие). Киев : Будівельник, 1995. -104с.
5. Веников В.А., Веников Т.В. Теория подобия и моделирования. М., Высшая школа, 1994.-216 с.
6. Волкова А.Е. Новые машины для свайных работ. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1997, №2. – С. 7 – 10.

УДК 662.767.2

СТРУКТУРНО-ЛОГІЧНА СХЕМА ПРОЕКТУВАННЯ КОРПУСУ ПІДЗЕМНОЇ СПОРУДИ З ГРУНТОЦЕМЕНТУ

В.О. Бугаєнко, *ст. гр. БІ-19М,*

О.Б. Валантис *ст. гр. БІ-19МЗ,*

С.О. Карпушин, *доц., канд. техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Варіантом вирішення проблеми по зниженню вартості корпусу підземної споруди біореактору за умов одночасного забезпечення корозійної стійкості ферментатора є застосування в якості матеріалу дна і стінок – ґрунтоцементу [1].

Передумовами застосування ґрунтоцементу для влаштування корпусу біореактора - ферментатора є [2, 3, 4]:

- позитивний досвід використання ґрунтоцементу, як матеріалу для будівництва шламових відстійників для токсичних відходів;
- висока водонепроникність W12-14;
- низька вартість виготовлення за рахунок використання природного ґрунту із котловану;

- висока міцність на стиск, 2 МПа;
- стійкість до агресивних складових (хімічна стійкість);
- довговічність, термін використання більш ніж 300 років;
- ґрунтоцемент екологічно безпечний;
- морозостійкість в межах М25;
- ґрунтоцемент має здатність до набору міцності з часом.

Пропонована в роботі [1] конструкція біореактора відноситься до технології одержання біогазу шляхом анаеробного розкладу різних біологічних відходів (тваринництва, птахівництва, рослинництва, підприємств харчової промисловості, ТПВ, стічних вод) і може знайти застосування у сільському господарстві, на підприємствах харчової промисловості, міських звалищах ТПВ, станціях очистки стічних вод, підприємствах з виготовлення органічних добрив, наприклад мульчі, субстрату.

Метою пропонованої конструкції біореактора є удосконалення анаеробного біореактора, ферментатора-газгольдера, в якому шляхом влаштування цільного і монолітного корпусу з ґрунтоцементу підвищується надійність та довговічність роботи біореактора, його герметичність, суттєво знижуються вартість і термін зведення за умов раціонального використання природних ресурсів.

На рис. 1 зображено вид зверху підземної біореакторної установки, що складається із завантажувально-насосного вузла та безпосередньо самого біореактора. Де 1 – приймальна ємність для відходів біологічного походження, 2 насос, 3 – ємність - дозатор. Ємності 1 і 3 утворені стінками і днищем з ґрунтоцементу.

Анаеробний біореактор для виробництва біогазу та органічного субстрату складається з корпусу 4 циліндричної в плані форми (див. рис. 1) з трьома внутрішніми вертикальними перегородками 5, що розташовані одна відносно іншої під кутом 120° та утворюють три камери для анаеробного бродіння, відповідно 6, 7 і 8. За межами біореактора розташований збірник зброженої маси 9 утворений стінками і днищем з ґрунтоцементу. Корпус циліндричної форми 4, три внутрішні перегородки 5 та спільне дно 10 (рис. 2) виконані в «монолітному» варіанті – як одне ціле з ґрунтоцементу.

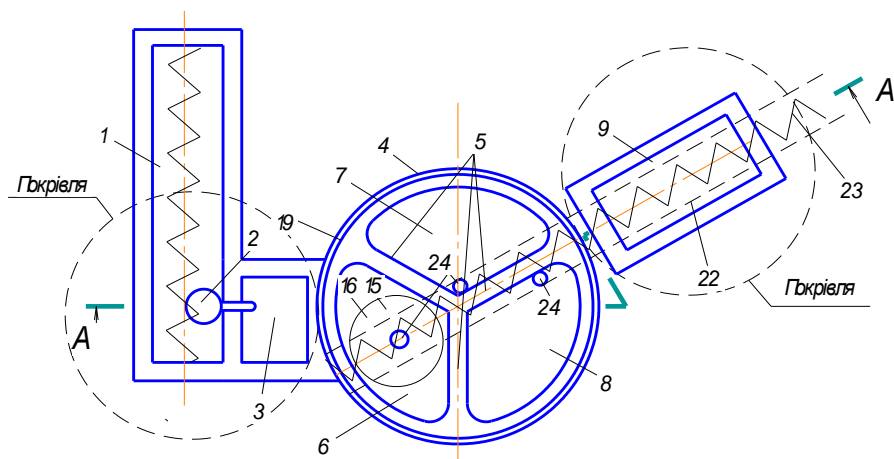


Рисунок 1 – Біореакторна установка (вид зверху) [1].

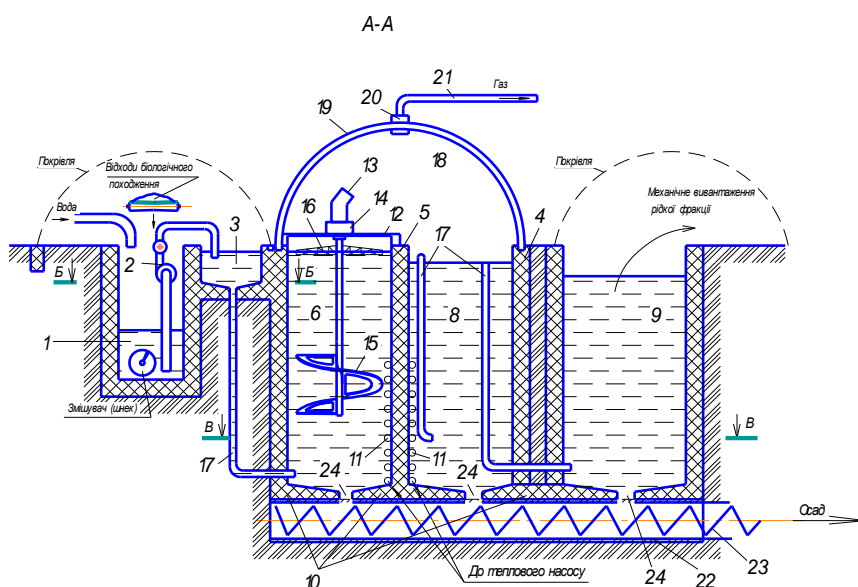


Рисунок 2 – Розріз А-А біореактора з рис.1 [1].

Залишаються відкритими питання співвідношення діаметру і глибини закладання в ґрунт майбутньої споруди. Взаємозв'язок між цими параметрами обумовлюється технологічними особливостями виходу біогазу, умовами його перемішування, кліматичними параметрами – промерзання ґрунту (мінімізації витрат на підтримання необхідної температури для анаеробного процесу), технологічними і економічними параметрами влаштування корпусу біореактора буровим верстатом, геологічними та гідрогеологічними параметрами будівельного майданчика та ін. Це складна оптимізаційна задача.

Слід зауважити, що діаметр дна реактора являється більшою частиною умовного фундаменту майбутньої споруди (рис. 3), а прийняте значення зовнішнього діаметру ємності має задовольняти умові $P_{ум} \leq R$ (друга група граничних станів, розрахунок виконується за класичними методиками). Прийняття мінімального значення зовнішнього діаметру корпусу реактора ґрунтується на розрахунках щодо проектування основ і фундаментів [6, 7] і залежить від ґрунтових, гідрогеологічних, кліматичних умов та навантажень від споруди і речовини в ній. Збільшення діаметру ємності позитивно впливатиме на зменшення тиску під спорудою $P_{ум}$, площу виходу газу, та величину градієнта тиску рідини $grad p$, але призведе до збільшення зовнішнього периметру, що за наявності пучинистих ґрунтів у верхніх шарах, величини сезонного промерзання і когезивних зв'язків ґрунтоцементу з навколишнім природним ґрунтом, провокує проблему. Мінімальними наслідками є виникнення додаткових внутрішніх нерівномірних напружень в тілі ґрунтоцементної ємності, що може призвести до втрати цілісності та герметичності. На будівельних майданчиках з пучинистими ґрунтами, після влаштування ґрунтоцементної ємності, доцільним є створення антифрикційних комір

на глибину сезонного промерзання, утеплення верхньої частини периметра, устрій вимощення та водовідведення.

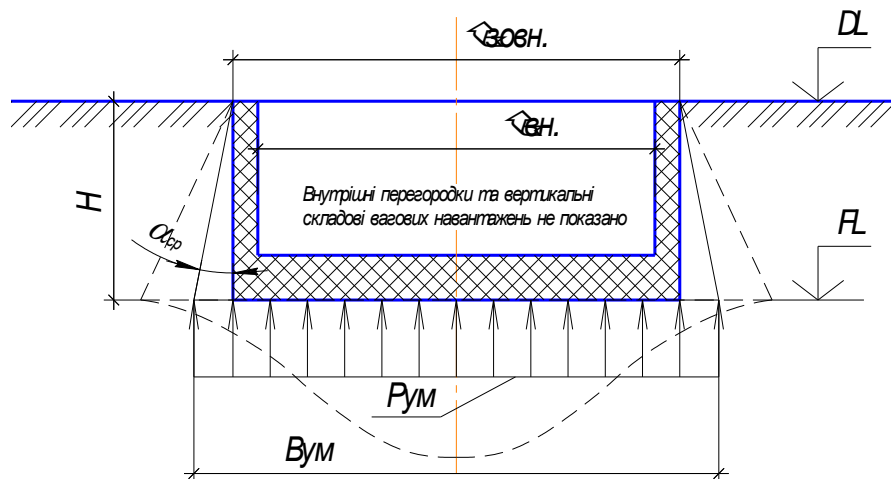


Рисунок 3 – Схема передачі тиску на ґрунт основи за рахунок опору ґрунту по боковим поверхням і під дном ферментатора.

Розміщення ємності реактора нижче рівня денної поверхні, застосування трьох радіально встановлених через 120° внутрішніх перегородок та заповнення внутрішньої порожнини ємності субстратом, дозволяють мінімізувати навантаження на стінки та дно. В робочому і довготривалому положенні стінки та дно реактора сприймають пасивні тиски від субстрату $P_{суб}$ і зовнішнього природного ґрунту непорушеної структури $P_{сп}$, які в першому наближенні можна прийняти рівними. Товщина дна і стінок визначатиметься: величиною коефіцієнта фільтрації; пасивним тиском на стінку в секторах між перегородками; технологічними можливостями бурозмішувального робочого обладнання для забезпечення суцільної та однорідної огорожувальної конструкції з ґрунтоцементу. Приймається значення, яке задовольняє всім умовам.

Головним критерієм при розрахунку товщини дна і стінок ємності реактора є величина фільтрації вологи з субстрату, що приймається рівною нулю. За основу може бути прийнята відома формула А. Дарсі: $Q = k_{\phi} \frac{\Delta H}{\Delta l} F$, що з врахуванням коефіцієнта проникності

для різних речовин k (П.Г. Нуттінг) $k = d_{ef}^2 Sl(m, \varepsilon)$ прийме вигляд: $v = \frac{k \Delta p}{\mu \Delta l}$ та представлятиме собою рівняння Л.С Лейбензона:

$$v = \frac{d_{ef}^2 Sl(m, \varepsilon) \Delta p}{\mu \Delta l},$$

де d_{ef} – ефективний діаметр частинок (діаметр частинок еквівалентного фіктивного ґрунту, гідравлічний опір якого дорівнює гідравлічному опору реальної породи); $Sl(m, \varepsilon)$ – число Сліхтера (безрозмірне), як функція коефіцієнта пористості m і структури порового простору ε (під структурою порового простору розуміють форму і розмір окремих пор, їх кількісне співвідношення і сполучуваність); μ – динамічний коефіцієнт в’язкості рідини.

Встановлення кліматичних параметрів при проектуванні майбутнього біореактора може бути здійснено по запропонованій методиці [8] визначення кліматичних навантажень в заданій географічній точці за даними локальної мережі метеостанцій (рис. 4).



Рисунок 4 – Мережа метеостанцій регіону [8].

Рівняння площини, яка відображає зміни кліматичного фактору Z в околі проектної точки, можна записати у вигляді:

$$Z = A + B \cdot X + C \cdot Y,$$

де X, Y – координати метеостанції чи проектної точки;

A, B, C – параметри, визначені за даними мережі метеостанцій.

Параметри A, B, C визначаються методом найменших квадратів за даними усіх метеостанцій з околу проектної точки, що може бути реалізовано в середовищі будь-якого обчислювального комплексу, зокрема Microsoft Excel. Координати метеостанцій та проектної точки X, Y можуть задаватися у вигляді прямокутних координат в кілометрах відносно умовно обраного центра, або значеннями довготи й широти місцевості в градусах, опублікованими в метеорологічних довідниках, визначеними з карт Google Maps чи інших картографічних систем.

Геологічні параметри будівельного майданчика. В ідеалі, ґрунт для влаштування дна і стінок ґрунтоцементної ємності повинен мати мінімум 25-30% когезивних колоїдних частинок (що проходять крізь сито з розміром осередків 0,07 мм) і містити мінімум великих гранульованих часток, таких як гравій. Тобто, це має бути глинистий, або пілуватий ґрунт: глина, або суглинок. Модифікація ґрунтоцементу введенням ферментного препарату «Дорзин» [9] в найбільш оптимальній кількості, рівній 0,05%, покращує гідратаційні процеси, значно знижує усадку ґрунтоцементу, зменшує тріщиноутворення, підвищує морозостійкість. Відомий позитивний досвід використання ферментного модифікатора для глинистих ґрунтів «Дорзин» у дорожньому будівництві.

Ферментний препарат «Дорзин» являється композицією речовин, що в основному утворилися в процесі культивування мікроорганізмів (дріжджів роду *Saccharomyces*) на комплексному живильному середовищі з деякими добавками. Основою живильного середовища являється бурякова меляса.

Розроблена, та представлена на рис. 5, структурно-логічна блок-схема проектування біореактору з ґрунтоцементу.

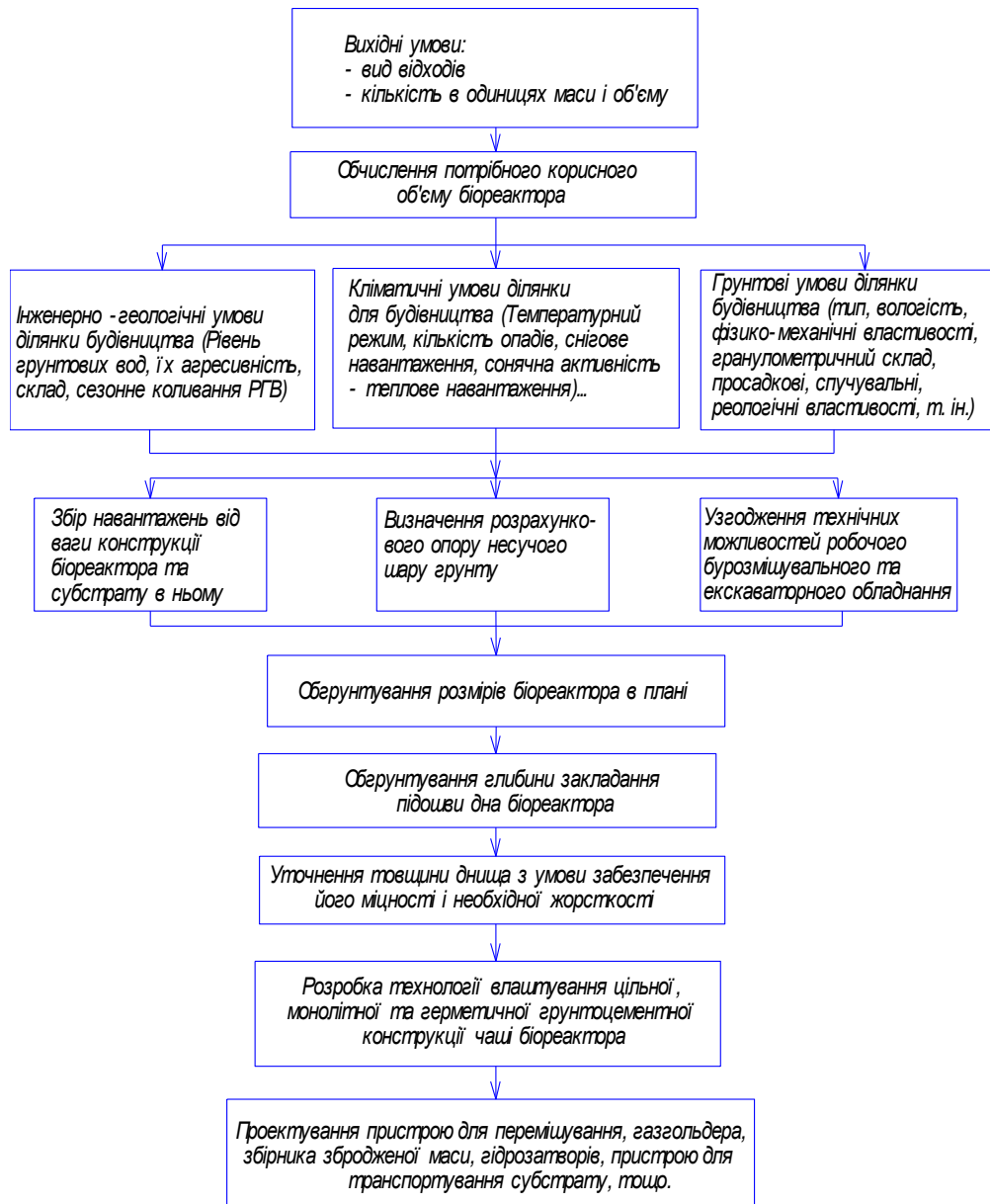


Рисунок 5 – Структурно-логічна блок-схема проектування підземного корпусу біореактора з ґрунтоцементу

Виконання буро-змішувальних робіт може бути здійснено буровим верстатом БМ-811м на базі автомобіля УРАЛ [10]. Циліндрична в плані споруда є нетехнологічною з точки зору зручності, точності позиціонування буро-змішувального робочого органу та переміщення бурового верстату. Виходом з положення може бути прийнята лінійна схема зворотньо-поступального руху бурового верстату, що представлена на рис.6. При цьому, потрібно влаштувати 682 свердловини глибиною 4,0м, діаметром 0,5м з відстанню між сусідніми свердловинами 0,4м. Основними лініями показані свердловини де ін’єктування цементу відбувається по всій глибині свердловини, допоміжними - на величину товщини днища реактора - 0,9м. Роботи по армуванню ґрунту виконуються в три зміни на протязі 10 днів. Середня тривалість влаштування однієї свердловини близько 25хв. В якості нормативного джерела застосовано документ РФ “Свод правил СП 291.1325800.2017 Конструкции ґрунтоцементные армированные, правила проектирования” [11]. Витрата цементу коливається в межах 500...700кг/м³ та залежить від типу та гранулометричного складу ґрунту. Набір міцності ґрунтоцементу до проектного значення триває 28 діб, після чого екскаватором з обладнанням “зворотня лопата” або грейферним обладнанням виконують виймання ґрунту з трьох камер та виконують ручну підчистку. Загальна тривалість робіт 40 днів.

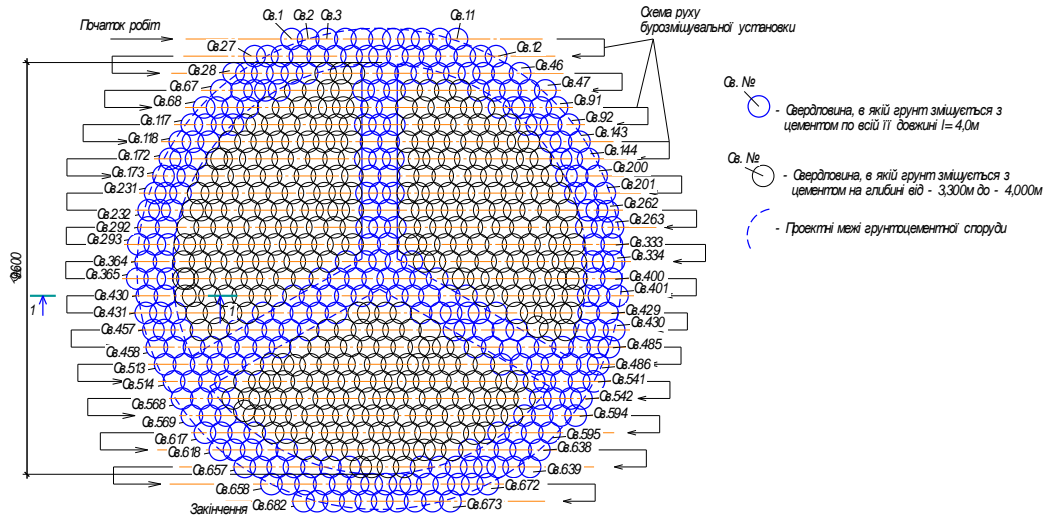


Рисунок 6 – Технологічна послідовність виконання буро-змішувальних робіт.

Суттєвим недоліком пропонованої технології влаштування монолітної ґрунтоцементної скляно-подібної конструкції ферментатора є висока трудомісткість та відповідно тривалість і вартість буро-змішувальних робіт. Нераціональним є влаштування дна даної конструкції. Це 380 свердловин для влаштування дна, що складає близько 54...56% від їх загальної необхідної кількості. За таких відсоткових показників варто розглянути та виконати техніко-економічні розрахунки щодо доцільності застосування технології jet-grouting (jet-3), або комбінації способів і технології. Комбінація способів полягатиме у влаштуванні стінок та перегородок майбутнього ферментатора за буро-змішувальною технологією – це 302 свердловини, з паралельним влаштуванням шпунтової огорожі периметру внутрішніх камер, позахватковою виїмкою з них ґрунту до проектної позначки грейферним обладнанням, приготуванням ґрунтоцементної суміші для дна в ґрунтозмішувачах і вкладання її з одночасною виїмкою шпунтової огорожі. Терміни виконання робіт по виїмці ґрунту з майбутніх бродильних камер та роботи по влаштуванню дна мають бути виконані в якомога коротші терміни для утворення суцільної монолітної конструкції.

Висновки.

1. Розроблена структурно-логічна блок-схема проектування підземного корпусу біореактора з ґрунтоцементу. Вихідними даними є: вид біологічних відходів, ґрунтові і кліматичні умови майданчика, добова кількість відходів в одиницях маси і об'єму.
2. Розроблена методика проектування біореактора для умов конкретного підприємства в даних інженерно-геологічних і кліматичних умовах.
3. Розроблено рекомендації щодо технологічної послідовності влаштування підземного ферментатора з ґрунтоцементних циліндричних елементів за буро-змішувальною технологією.
4. Перспективним є встановлення доцільності застосування ґрунтоцементу для влаштування стінок та дна штучних водойм та в якості окремих фундаментів для сонячних батарей.

Список літератури

1. Пат. 124712 Україна, МПК C02F11/04, C02F3/28. Анаеробний біореактор для виробництва біогазу та органічного субстрату / С.О. Карпушин, В.В. Клименко, А.В. Шиндер; заявник і патентовласник – Центральноукраїнський національний технічний університет. – u201709143 заявл. 15.09.2017, опубл. 25.04.2018, Бюл. № 8.
2. Пат. 71256 Україна, МПК E02B 17/02 (2006.01) E02D 5/22(2006.01). Шламний амбар для токсичних відходів буріння та експлуатації нафтогазових свердловин / М.Л. Зоценко, К.А. Тимофєєва; заявник і патентовласник – Полтавський нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – u201114845 заявл. 14.12.2011, опубл. 10.07.2012, Бюл. № 13.

3. Вагидов М.М. Грунтоцементные основания и фундаменты / М.М. Вагидов, Н.Л. Зоценко // Вестник Дагестанского государственного технического университета: сб. научн. трудов. Технические науки – Махачкала: ДГТУ, 2012. – Вып. 26. – С. 94 – 102.
4. Винников Ю.Л. Будівельні властивості ґрунтоцементу за наявності у його складі органічних речовин / Ю.Л. Винников, О.І. Ярмолюк // Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. – Д.: ПГАСА, 2010. – Вып. 56. – С. 97 – 103.
5. Свойства компонентов навоза [Електронний ресурс] Режим доступу: <http://myzooplanet.ru/agrohimiya-agropochvovedenie-knigi/svoystva-komponentov-navoza-13927.html>
6. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування: Основи та фундаменти будинків та споруд ДБН В.2.1-10-2009 [Чинні від 01.07.2009]. – К.: Мінрегіонбуд України, Державне підприємство „Укрархбудінформ“, 2009. – 79с. – (Державні будівельні норми).
7. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування Зміни 1. Пальові фундаменти: ДБН В.2.1-10-2009 [Чинні від 01.07.2011]. – К.: Мінрегіонбуд України, Державне підприємство „Укрархбудінформ“, 2011. – 55 с. – (Державні будівельні норми).
8. 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: зб. наук. праць. – Одеса: ОДАБА, 2018. – Вып. 71. – С. 68 – 72.
9. Дмитриева Т.В. Стабилизированные глинистые грунты КМА для дорожного строительства: автореф. дисс. на соискание учёной степени канд-та техн. наук: спец. 05.23.05 – Строительные материалы и изделия / Т.В. Дмитриева.– Белгород, 2011. – 19с.
10. Зоценко М.Л. Досвід вирішення геотехнічних проблем при реконструкції будівель і споруд / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, П.М. Омельченко, О.В. Суходуб // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: зб. наук. праць. – Одеса: ОДАБА, 2016. – Вып. 61. – С. 123 – 129.
11. Конструкции грунтоцементные армированные, правила проектирования. Свод правил СП 291.1325800.2017. [Дата введения 16-11-2017] «Стандартинформ» Москва 2017. Минстрой России, 2017. – 41с. – (Росстандарт).

УДК 624.154

ПРО ВЗАЄМНИЙ ВПЛИВ ФУНДАМЕНТІВ СУСІДНІХ БУДІВЕЛЬ І НЕГАТИВНЕ ТЕРТЯ НА БОКОВІЙ ПОВЕРХНІ ПАЛЬ

**Н.С. Харатян, ст. гр. Б118–МЗ,
С.Л. Хачатурян, доц., канд. техн. наук**
Центральноукраїнський національний технічний університет

Зведення сусідніх будівель на фундаментах мілкового закладення здатні провокувати переміщення не тільки безпосередньо під новими фундаментами, а й на сусідніх ділянках, в тому числі і поблизу існуючих пальових фундаментів [3]. У Києві будівля на 12-метрових палях отримала додаткові осідання і розкриття значних тріщин після появи поряд будівлі з фундаментом на природній основі [3, 5].

Багато вчених наголошують на тому, що необхідно оцінювати додаткове нерівномірне осідання пальового фундаменту, що виникає від дії додаткових напружень і зміни умов передачі тиску за рахунок зменшення опору ґрунту по бічній поверхні паль за рахунок негативного тертя – і це виправдано, через його руйнівну дію. Відомі випадки утворення порожнин під плитою ростверку і навіть відривання паль від ростверку[7, 8].

В.І. Берманом під керівництвом Б.В. Бахолдіна були проведені комплексні експериментально-теоретичні [1] (лабораторні та польові) дослідження, узагальнення яких дозволило визначити форму поверхні депланованого міжпального ґрунту під дією сил негативного тертя та розробити метод розрахунку напружено-деформованого стану (НДС) ґрунту навколо палі. Повномасштабний експеримент з визначення поведінки одиночної палі та куща палі в умовах розвитку негативного тертя, показав, що осідання одиночних палі так і палі в кущі значно менші за осідання навколопального ґрунту на рівні денної поверхні землі. Довантажувальні сили тертя виникали при осіданні ґрунту навколо палі під дією навантаження від піщаної банкетки з насипного піску, який має форму піраміди висотою 5м з квадратною основою [2].

У роботі [2] дослідним шляхом було виявлено, що для визначення зони дій сил негативного тертя треба порівнювати не осідання ґрунту та палі, а їх швидкість. Основне осідання навколопального ґрунту та палі відбулося в перші два місяці спостережень і складало відповідно приблизно 85 та 75% річного осідання. Із цього необхідно відмітити, що при будівництві в таких ґрунтових умовах досить ефективним засобом зменшення сил негативного тертя є попереднє навантаження території.

У роботі М. Vozozuk [6] визначалася несуча здатність палі в умовах впливу дії довантажувальних сил тертя, викликаного переміщенням від навантаження піщаної банкетки висотою 10,7÷11,3м. На момент улаштування металевих палі у вигляді труби $d=324\text{мм}$ ($L=49\text{м}$), існуюча банкетка викликала осідання основи до 1,8м (значні переміщення ґрунту було помічено за допомогою датчиків до глибини 18м).

В процесі проведення експерименту було помічено, що осьове напруження в палі від дії довантажувальних сил тертя, викликаного продовженням переміщення ґрунту, яке зросло до 1,52МН. Після тривалого очікування (10 років) стабілізації переміщення ґрунту (якої так і не вдалося досягти) було проведено циклічне статичне навантаження палі. Спочатку, навантаження на основу в 1,52МН було спричинене заповненням труби (палі) бетоном, після чого на палю прикладалося навантаження більше ніж 3МН до її зриву (який відбувся після перевищення осідань 60мм). В результаті випробувань було помічено, що застосування додаткових 24-х циклів навантаження не призвело до подальшого зниження несучої здатності палі.

Бахолдін Б.В. та Берман В.І. у роботі [1] досліджували НДС палі і навколопального ґрунту при його осіданні. Для проведення дослідів використовувався лоток великого розміру $4\times 4\times 8\text{ м}$, який був наповнений піщаним та заторфованим консолідуючим ґрунтом. Напруження у ґрунті виникало за рахунок прикладання на нього навантаження за допомогою жорстких щитів. Фіксація напружень відбувалась за допомогою тензодатчиків. У ході проведення дослідів було виявлено, що на осідання ґрунту навколо палі впливала паля, тобто ґрунт затримувався на ній. До того ж коли палю повністю виймали (за допомогою технологічних особливостей стенду) виникало миттєве осідання ґрунту. Було встановлено, що реактивні сили, які виникають у навколопальному ґрунті від дії сил негативного тертя розповсюджуються у радіусі $4\div 5d$ (d – діаметр палі).

Необхідно враховувати, що чим менше осідання палі, тим більші сили негативного тертя впливають на неї [3]. Тому потрібно прагнути виключити можливість додаткового довантаження палі.

Сьогодні чинні українські норми, сили, що виникають на бічній поверхні палі при осіданні навколопального ґрунту і спрямовані вертикально вниз, характеризують терміном «довантажувальні сили тертя» [4], і рекомендують враховувати у випадках: планування території підсипкою товщиною більше 1,0м; завантаження підлоги складів змінним навантаженням більше 20кН/м^2 ; завантаження підлоги біля фундаментів змінним навантаженням від устаткування більше 100кН/м^2 ; збільшення ефективних напружень у ґрунті за рахунок зняття зважувальної дії води при штучному або природному пониженні рівня ґрунтових вод; незавершеної консолідації ґрунтів сучасних і техногенних відкладень; ущільнення незв'язних ґрунтів при динамічних впливах; просідання ґрунтів при замочуванні; впливу нового будівництва [4].

Аналітичний огляд робіт таких вчених, як Б.В. Бахолдін, В.І. Берман, L. Vjerrum, M. Bozozuk, H. Brandl, J.-L. Briaud, B.B. Broms, K.F. Brons, J.J. Correa, M.C. Грутман, V. Fellenius, H.G. Poulos, J.F. Rodriguez, Y.C. Tan, Ю.В. Россіхін та багатьох інших, в яких висвітлено експериментальні і теоретичні дослідження з НДС основ паль та виникнення негативного тертя вздовж їх бічної поверхні (при навантаженні ґрунту довкола паль), виявив що обов’язковим етапом є визначення положення «нейтральної зони», де швидкості переміщення навколопального ґрунту і палі однакові, для виокремлення зони, де сили тертя змінюють свою напрямляючу в протилежний бік і довантажують палі. Через розвиток негативних явищ за рахунок довантажування паль, значна більшість досліджень направлена на ліквідацію цих сил і врахування зниження несучої здатності паль.

Список літератури

1. Бахолдин Б.В. Исследование напряженно-деформируемого состояния сваи и околосвайного грунта при его осадке / Б.В. Бахолдин, В.И. Берман // Труды института. Выпуск 65 : Свайные фундаменты / науч. ред. Б.В. Бахолдин ; Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений Госстроя СССР. – М., 2015. – С. 35-44.
2. Берман В.И. Работа свайного куста в условиях развития отрицательного трения / В.И. Берман // Труды института. Выпуск 65 : Свайные фундаменты / ред. Б.В. Бахолдин ; Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений Госстроя СССР. – М., 2015. – С. 56-66.
3. Далматов Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов : учебник / Б.И. Далматов, Ф.К. Лапшин, Ю.В. Россихин. – Ленинград: Стройиздат, 2015. – 240 с.
4. Об’єкти будівництва та промислової продукції будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10-2009. – Додано Зміну №1-2 від 1 липня 2012 р. – Замість СНиП 2.02.01-83 ; [чинні від 2009-07-01]. – Київ : Місрєгіонбуд України, 2009. – 161 с.
5. Проектирование и устройство фундаментов вблизи существующих сооружений в условиях плотной застройки / В.Г. Симагин. – М.: Изд-во Асб, 2010. – 128 с.
6. Bozozuk M. Bearing capacity of pile preloaded by down drag/ Bozozuk M. // Proc. Of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 2001. – P. 631-636.
7. Promboon S. The need for sound engineering experience in civil work [electronic resource] / S. Promboon, C. Jitjuajun // Seminar papers, academic Articles INTER-CONSULTING CO., LTD., 02 June 2015. – Electronic data. – [Thai Engineering Co., Ltd.] – Mode of access: World Wide Web: [Http://www.thaiengineering.com/2015/index.php/itemlist/user/845%e0%b9%80%e0%b8%a7%e0%b9%87%e0%b8%9a%e0%b8%a1%e0%b8%b2%e0%B8%aa%e0%b9%80%e0%b8%95%e0%b8%ad%e0%b8%a3%e0%b9%8C?start=730](http://www.thaiengineering.com/2015/index.php/itemlist/user/845%e0%b9%80%e0%b8%a7%e0%b9%87%e0%b8%9a%e0%b8%a1%e0%b8%b2%e0%B8%aa%e0%b9%80%e0%b8%95%e0%b8%ad%e0%b8%a3%e0%b9%8C?start=730) (viewed on June 28, 2017). – Title from the screen.
8. Tan Y.C. Design of piled raft foundation on soft ground / Tan Y.C., Chow C.M. // GSM-IEM Forum: The roles of Engineering geology & Geotechnical engineering in construction works, 2004. – PP. 1-20.

ТЕХНОЛОГІЯ ВИКОНАННЯ РОБІТ ПО УСУНЕННЮ ТРІЩИН В КОНСТРУКЦІЯХ З БЕТОНУ І ЗАЛІЗОБЕТОНУ

О.Ю. Годунко, *магістр гр. БІ - 19МЗ*

А.І. Чеканова, *магістр гр. БІ - 19М*

С.О. Джирма, *доц., канд. техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Проблеми безпечної експлуатації кам'яних і залізобетонних конструкцій виникли багато століть назад з появою перших штучних споруд. Більшість будівель і споруд, що побудовані в 60-ті і 70-ті роки, практично виробили свій експлуатаційний ресурс, а виведення їх з експлуатації і заміна неможливі з економічних причин. Тому все більше місце на ринку будівельних послуг займають нові технології ремонту, відновлення та зміцнення старих будівель і споруд.

Тріщини в бетоні і залізобетоні є звичайним явищем, яке зустрічається при обстеженні будівельних конструкцій. Їх ефективний ремонт і заповнення в теперішній час вимагають знання сучасних технологій, кваліфікованих фахівців, а також застосування спеціальних матеріалів, інструментів і засобів механізації робіт. Початкове визначення причин утворення, виду і розміру тріщин є обов'язковою умовою їх ефективного ремонту.

Як відомо, бетон матеріал, що має високу міцність на стиск і в 10...20 разів меншу міцність на розтяг [1]. Бетонні та залізобетонні конструкції під час їх експлуатації сприймають наряду із запланованими навантаженнями і впливами також цілий комплекс додаткових зовнішніх навантажень і внутрішніх напружень, що в свою чергу веде до утворення тріщин. При роботі на розтяг, при усадці, а також в деяких інших ситуаціях у бетоні утворюються тріщини, які необхідно контролювати і, в разі необхідності, ремонтувати. Контроль тріщин полягає у визначенні їх розмірів і в подальшому порівнянні цих показників з граничними. Перевищення допустимих розмірів тріщин без їх своєчасного ремонту може зменшити несучу здатність конструкції, захист арматури від корозії, водо- і газонепроникність, погіршити естетичний вигляд конструкції.

Тріщини в бетоні і залізобетоні не є чимось незвичайним (при їх розмірах нижче допустимих) і не належать до дефектів будівельних конструкцій. Тільки в рідких і виняткових випадках тріщини можуть призвести до втрати стійкості, неможливості подальшої експлуатації або до руйнування конструкції. Тріщини в бетоні і залізобетоні можуть істотно знизити довговічність конструкції тільки в тому випадку, якщо їх ширина, глибина і щільність розташування перевищують прийняті припустимі значення. З перевищенням цих значень зростає ризик проникнення в конструкцію вологи і газів, а це в свою чергу може привести до корозії арматури і бетону з подальшим зниженням їх міцності і довговічності. До тих пір, поки прийняті максимальні значення не перевищено - тріщини в залізобетонних конструкціях є естетичним недоліком і не вимагають ремонту.

У сучасній світовій практиці ремонтних робіт тріщини в залізобетонних конструкціях вважаються нормальними (або безпечними), тобто не розцінюються як дефект, і внаслідок цього не вимагають ремонту, якщо їх ширина не перевищує допустимих значень [1, 2]:

- в агресивному середовищі, у воді, в попередньо напруженому бетоні - менше 0,1 мм;
- у вологих внутрішніх приміщеннях, на відкритому повітрі - менше 0,2 мм;
- в сухих приміщеннях - менше 0,3 мм.

Якщо ж тріщини мають більшу ширину, то їх ін'єктують, тобто заповнюють спеціальними матеріалами.

Перед плануванням і визначенням необхідності виконання робіт по заповненню тріщин обстежують поверхню залізобетонної конструкції.

Тільки з урахуванням даних обстеження можна правильно вибрати метод ремонту і матеріал заповнення тріщин. При обстеженні тріщин необхідно звернути особливу увагу на наступне [2, 3]:

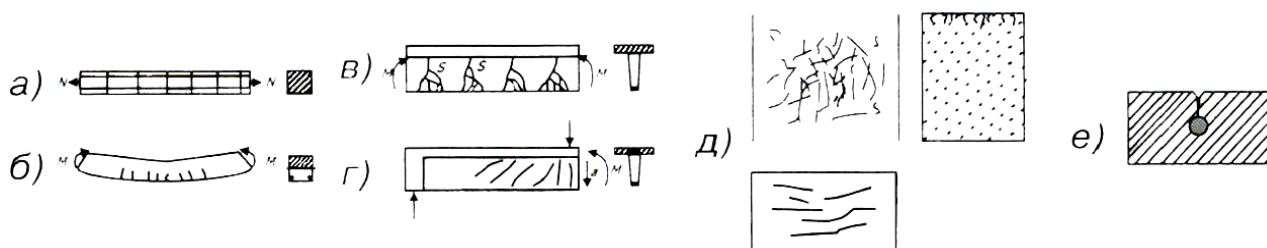
- вид тріщини (поверхнева, одностороння або наскрізна), а також наявність інших внутрішніх пустот;
- розташування та проходження тріщини (похиле, поздовжнє, поперечне або радіальне);
- ширина і глибина тріщини;
- можливу зміну розмірів тріщини протягом часу;
- причину утворення тріщини;
- стан тріщини і її країв (кромки);
- попередні ремонтно-будівельні заходи;
- доступність тріщини;
- можливі зовнішні впливи на конструкцію.

Тільки після проведення обстеження може бути вироблена концепція найбільш раціонального і ефективного ремонту тріщин та визначено основні дані, а саме:

- причини утворення тріщин;
- необхідність заповнення тріщини;
- вид і матеріал заповнення;
- ризик подальшого можливого утворення тріщин.

Тріщини в бетонних і залізобетонних конструкціях можуть виникати внаслідок дії навантажень або внутрішніх напружень. Вони можуть бути обумовлені незадовільним статичним розрахунком конструкції або її конструктивними недоліками.

Крім того, вони можуть бути пов’язані з технологічними властивостями бетону і можуть виникати як в свіже укладеному бетоні, так і в бетоні, що вже набрав міцність [4]. Корозія арматури також може бути причиною утворення тріщин в залізобетоні. Для більшості тріщин в залежності від причин їх утворення існує певний типовий зовнішній вигляд тріщини, її розташування та проходження (рис. 1) [2].



а – глибокі тріщини в наслідок розтягуючих зусиль; б – тріщини в наслідку згину конструкції; в – тріщини від здвигаючих впливів; г – поверхневі і сітчасті тріщини; д – усадочні поверхневі тріщини, е – тріщина вздовж арматурного стержня

Рисунок 1 – Види тріщин.

Основні причини утворення тріщин можуть бути наступні:

- усадка свіжеукладеного бетону;
- втрата (відтік) тепла;
- усадка (висихання) бетону;
- зовнішні температурні впливи;
- зміна умов обпирання конструкції;
- напруження від внутрішніх зусиль;
- зовнішні навантаження;
- мороз;
- корозія арматури.

Види заповнення тріщин відрізняються між собою за технологією заповнення, вартістю, трудомісткістю і матеріалами, що застосовуються. Європейська практика виконання ремонту і заповнення тріщин передбачає наступні види заповнення тріщин [2]:

1. Пропитування (пропитка), тобто нанесення і заповнення тріщини матеріалом без додаткових пристосувань і без примусового тиску.

2. Ін'єктування (ін'єкція), тобто нанесення і заповнення тріщини матеріалом через спеціальні пристосування (паккери) під тиском.

При цьому в залежності від матеріалу і технології заповнення тріщини досягаються наступні цілі:

- закриття тріщини;
- герметизація тріщини;
- пластичне з'єднання тріщини;
- жорстке міцне з'єднання тріщини.

Ідеальний матеріал для заповнення тріщин повинен мати наступні властивості:

- досить низька в'язкість;
- незначна усадка;
- достатня міцність з'єднання з краями тріщини;
- достатня міцність і довговічність;
- відсутність речовин, що сприяють корозії.

Як матеріали для заповнення тріщин в практиці використовуються [2]:

1. Епоксидна смола, є найбільш часто використовуємим матеріалом, так як має високу хімічну стійкість, міцність на розтяг і стиск, а також має високу міцність твердіння. В першу чергу вона використовується в тих випадках, коли необхідно забезпечити міцне з'єднання країв тріщини (в разі, якщо вони сухі). На додаток до цього вона може застосовуватися з метою захисту матеріалу від корозії.

2. Поліуретанова смола, призначена для пластичного з'єднання країв тріщини. Вона забезпечує надійний захист відкритої арматури від корозії, а також може використовуватися для заповнення вологих тріщин.

3. Цементний клей використовується для заповнення тріщин розміром понад 0,8 мм і цементна суспензія використовується для заповнення тріщин розміром більше 0,2 мм. В'язучим цих матеріалів є цемент. Область застосування цементного клею і цементної суспензії - з'єднання і закриття сухих і вологих тріщин.

Нанесення матеріалу і заповнення тріщин може здійснюватися різними методами. Кожен метод має свою технологію, вимагає наявності пристроїв та інструментів. Важливою передумовою успішного ремонту тріщин є температура навколишнього середовища [5]. При застосуванні цементного клею і суспензії температура повинна бути вище 0⁰С.

Найбільш простим методом закриття тріщини є зовнішня пропитка поверхні тріщин епоксидною смолою. Наносити смолу можна кісточкою або шпателем з гумовим наконечником. Як правило, за рахунок пропитки досягається захист від корозії відкритої (внаслідок утворення тріщин) арматури. При пропитці не можна досягти міцного з'єднання країв тріщини. У разі зміни розмірів тріщини герметичність пропитки може порушитися і через тріщину в конструкцію можуть знову проникати речовини, які призводять до корозії арматури.

Кісточка може бути використана при наявності тонких тріщин, для нанесення смоли на вертикальні і горизонтальні поверхні конструкцій. Перед пропиткою зовнішня поверхня конструкції повинна бути очищена від пилу і бруду за допомогою промислових пирососів або струменя стиснутого повітря. Повторне нанесення смоли на поверхню конструкції здійснюється через 3-5 хвилин і триває до тих пір, поки смола більше не буде впитуватися в тріщину. Тріщини повинні пропитуватися приблизно на глибину до 5 мм або на глибину, що в 15 разів перевищує ширину розкриття тріщини.

Методом ін'єктування повне заповнення тріщини може здійснюватися тільки під тиском і через спеціальні пристосування, що мають назву - паккери (рис. 2) [2].

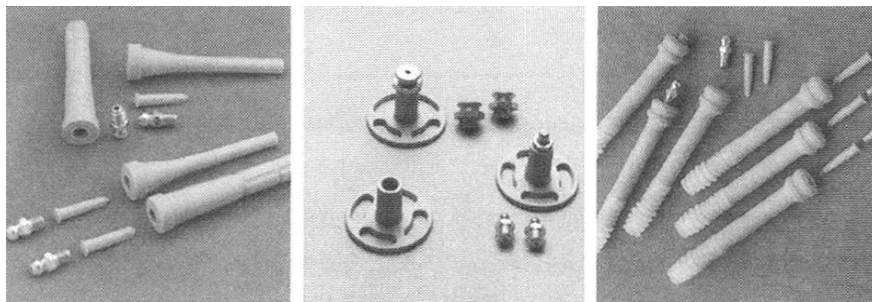
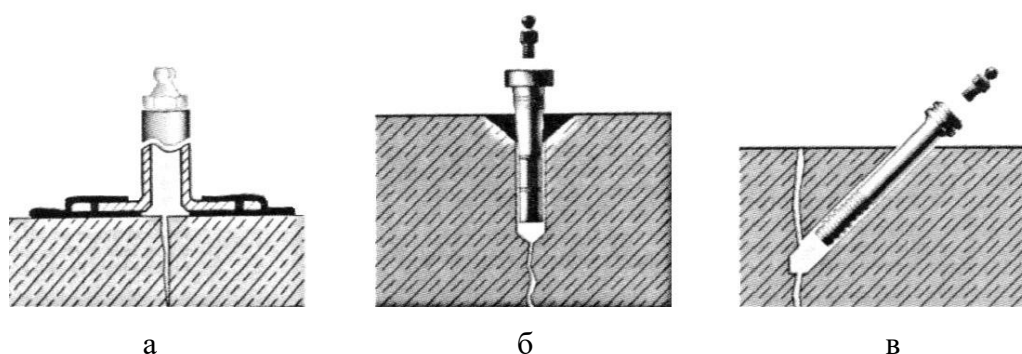


Рисунок 2 – Паккери різних видів і конструкцій.

Для переміщення і нагнітання матеріалів для ін'єктування в практиці застосовуються різні ручні інструменти і засоби механізації, змішувачі та механізми для нагнітання матеріалів під тиском.

В практиці виконання робіт щодо заповнення тріщин розрізняють паккери поверхневі (що наклеюються) і внутрішні (що занурюються) (рис. 3).



а – установка и принцип роботи поверхневого паккера; б – установка и принцип роботи внутрішнього паккера;
в – установка и принцип роботи внутрішнього паккера, що встановлюється під кутом

Рисунок 3 – Паккери поверхневі і внутрішні.

Відстань між внутрішніми паккерами залежить від товщини конструкції, виду паккера і від того, з одного або двох сторін конструкції буде здійснюватися нагнітання матеріалів, що заповнюють тріщину. У вигляді таблиці це можна представити наступним чином (табл. 1).

Таблиця 1 - Відстань між встановленими паккерами

Ін'єктування	Поверхневий паккер	Внутрішній паккер
Одностороннє	$a = D$ або $a = D-10\%$	$a = D/2$
Двохстороннє	$a = D/2$	$a = D/4$

a - відстань між паккерами; D - товщина конструкції.

Процес заповнення тріщини методом ін'єктування складається з наступних операцій:

- підготовка поверхні фрезеруванням;
- свердлення в бетоні шпурів для штуцерів;
- очищення шпурів від пилу стисненим повітрям або промивка;
- забивання (наклеювання) паккерів;
- герметизація тріщини;
- очищення і перевірка працездатності паккерів;
- закріплення (накручування) ніпеля на паккер;
- ін'єктування;

- відбиття молотком або зрізання виступаючих частин паккерів;
- обробка, очищення поверхні уздовж тріщини.

Тріщина перед її заповненням повинна бути повністю закрита ззовні спеціальною масою, що вкриває, яка виконує роль своєрідної опалубки для розчину, що нагнітається.

Шпури свердлять електродрелю. Паккер на глибину введення обмазують епоксидним клеєм і забивають в шпури. Після затвердіння композиції через штуцери продувають стиснене повітря або нагнітають воду для очищення тріщини.

При вертикальному розташуванні тріщин нагнітання здійснюється від низу до верху. До самого нижнього паккера закріплюється ніпель і здійснюється ін'єкція до тих пір, поки матеріал не виступить на вище розташованому паккері. Потім на цьому паккері закріплюється ніпель і процес ін'єкції повторюється. Після закінчення процесу ін'єктування і набором матеріалами достатньої міцності поверхня бетону очищається.

Тріщини в тонких конструкціях, де влаштування шпурів неможливо, зароблюють шляхом нагнітання цементного розчину або полімерних композицій за допомогою поверхневих паккерів, що прикріплюються до поверхні конструкції.

Бетонополімери мають більше високу, ніж звичайні бетони, міцність, стійкість до агресивного середовища, морозостійкість, стійкість до стирання і кавітації і можуть замінювати при ремонті споруд дорогий метал і природний камінь. Застосування полімерних композицій дає можливість практично повністю відновити бетон, який має дефекти. При цьому забезпечується швидке введення відремонтованих споруд в експлуатацію, так як їх затвердіння і набір міцності при нормальній температурі відбувається за 1-2 доби.

Список літератури

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
2. Савйовский, В.В. Ремонт и реконструкция гражданских зданий / В.В. Савйовский, О.Н. Болотских. – Харьков, издательский дом "Ватерпасс", 1999. – 287 с.
3. Бойко, М.Д. Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений / М.Д. Бойко – М.: Стройиздат, 1993. – 208 с.
4. Филимонов, П.И. Технология и организация ремонтно-строительных работ / П.И. Филимонов. – М.: Высш. шк., 1986. – 479 с.
5. Физдель, И.А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения / И.А. Физдель. – М.: Стройиздат, 1987. – 336 с.

СПЕЦІАЛІЗОВАНЕ ОБЛАДНАННЯ ДЛЯ ЗВЕДЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ

І.О. Даниленко, ст. гр. БМО-17,
В.І. Пантелєєнко, доц., канд. техн. наук
 ДВНЗ Придніпровська державна академія будівництва та архітектури
С.О. Карпушин, доц., канд. техн. наук
 Центральноукраїнський національний технічний університет

Актуальність досліджень. Широкий розвиток в будівництві отримали фундаменти із забивних блоків або фундаменти-оболонки. Застосування нових технологій і різноманітних конструкцій будівельних елементів для зведення нульового циклу мають велике соціальне значення, котре полягає в підвищенні культури будівельно-монтажних робіт за рахунок їх індустріалізації, а також скорочення об’єму ручної праці [1]. Тому дослідження, направлені на розробку і створення спеціалізованого обладнання для занурення паль і фундаментів – оболонок, являються актуальними.

Метою статті є вивчення процесу занурення будівельних елементів в ґрунт в польових умовах і розробка методичних основ розрахунку основних параметрів обладнання для занурення паль і фундаментів-оболонок. [2, 3].

Практичне застосування створених промислових зразків було здійснено на ремонтно-механічному заводі і в УМС-2 системи ОАО "Дніпробудмеханізація" м. Дніпро, де було виготовлено і впроваджено у виробництво вісім комплектів нового обладнання (рис. 1, а, б).

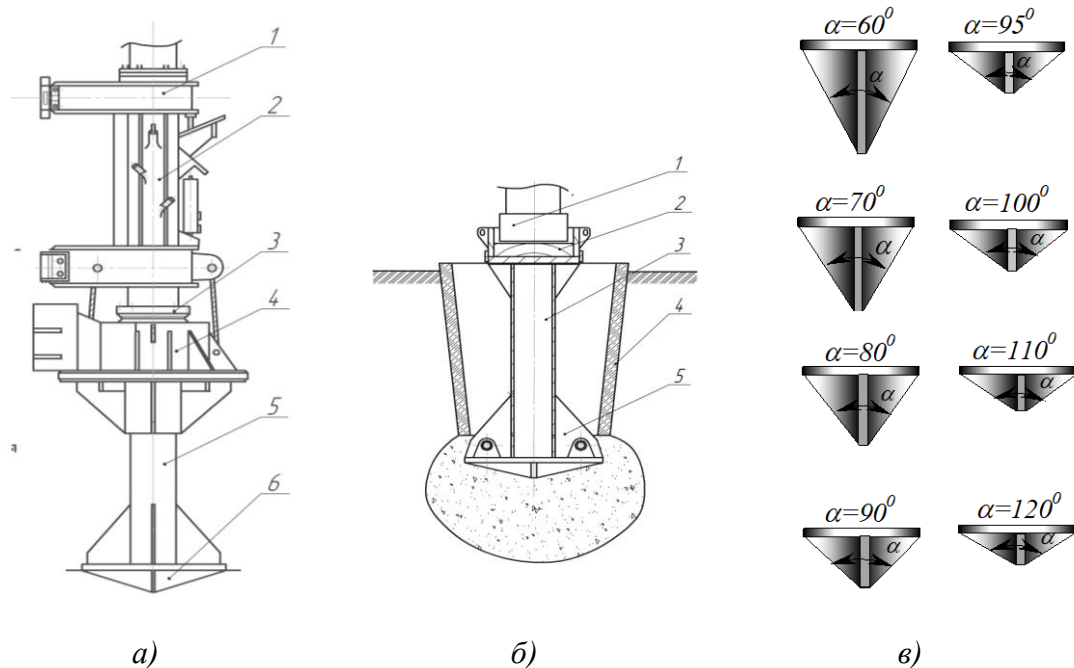


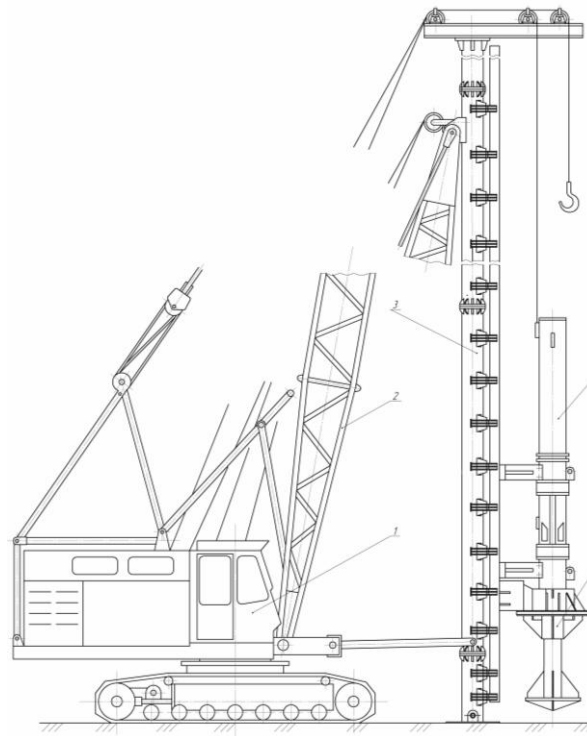
Рисунок 1 – Комплект обладнання для занурення паль і фундаментів-оболонок:

а) обладнання для занурення: 1 - кронштейни кріплення дизель –молота; 2 - дизель-молот; 3 - шабот; 4 – наголовник; 5 – сердечник; 6 - конусоподібна насадка;

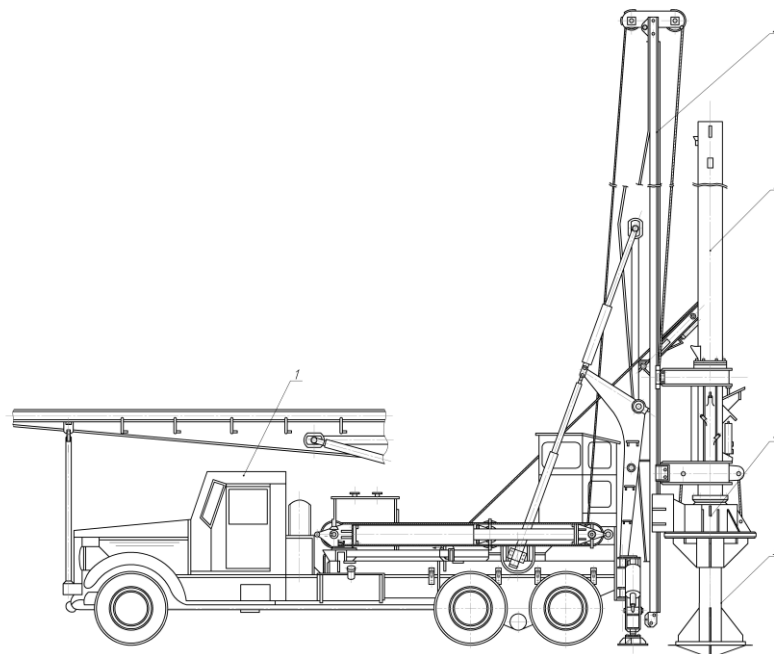
б) обладнання для втрамбування жорсткого матеріалу: 1 - дизель-молот; 2 - амортизатор; 3 - лідер; 4 – елемент, що занурюється; 5 – конусоподібна насадка; в) конусоподібні насадки з різним кутом загострення.

Обладнання включає наголовник з опорною плитою (рис.1, а), котрий при допомозі кронштейнів переміщується по направляючим щогли, по ним же переміщується ударний вантаж або дизель-молот. Підйом наголовника з опорною плитою і замикаючого сердечника з конусоподібною насадкою здійснювався кріпленням до тросу підйомної

лебідки. На рис. 1, б показано обладнання для втрамбування жорсткого матеріалу в основу оболонки.



а)



б)

Рисунок 2 – Спеціалізоване обладнання для занурення паль і оболонок на базі: а) гусеничного крана МКГ-25БР: 1- базова машина; 2 – стріла; 3 – щогла; 4 – дизель-молот; 5 - наголовник; б) автомобіля КрАЗ - 257: 1 – базова машина; 2 – щогла; 3 – дизель-молот; 4 – наголовник; 5 – сердечник.

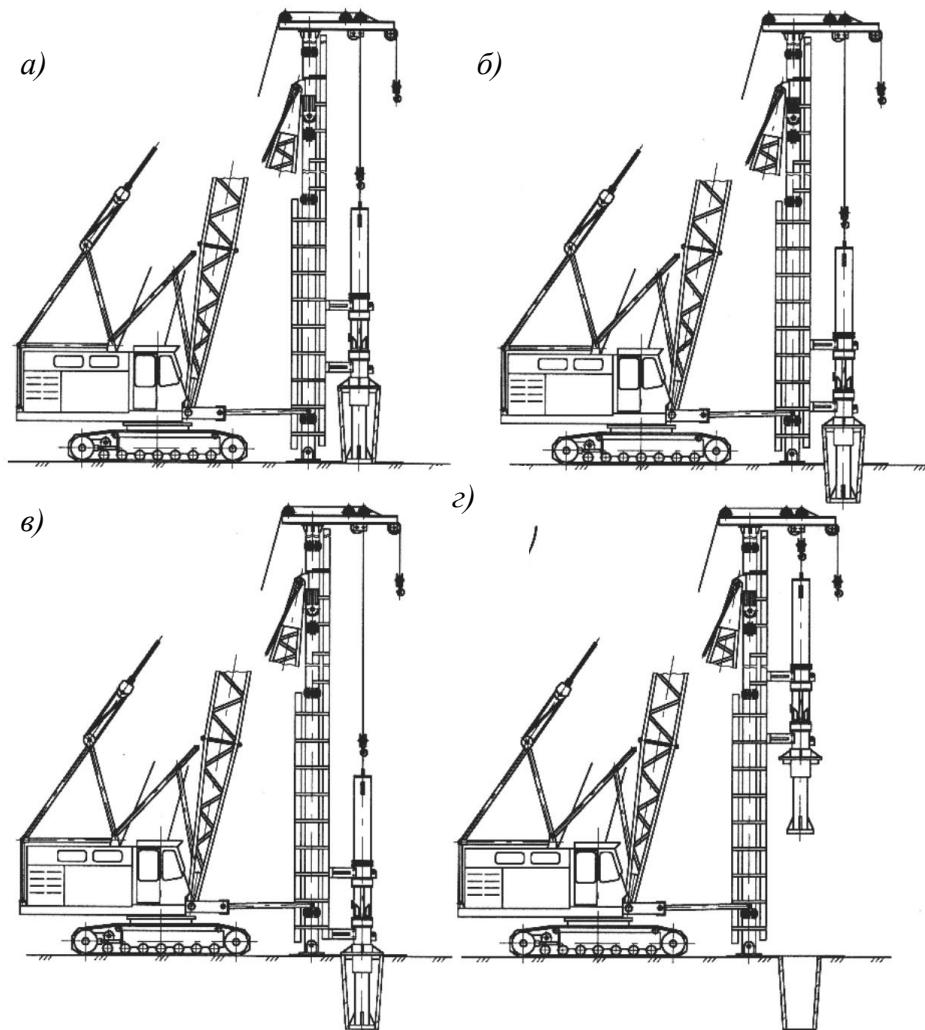


Рисунок 3 – Технологія роботи копрової установки на базі гусеничного крана МКГ-25БР при зануренні в ґрунт фундаментів-оболонки.

Для занурення забивних блоків доцільно застосовувати копрове обладнання на базі екскаваторів або кранів (рис. 2, а). [4, 5, 6]. Невеликий питомий тиск, що передається на ґрунт цим обладнанням, дозволяє занурювати блоки на майданчику зі зволоженою поверхнею. Для розосереджених робіт доцільне обладнання на базі автомобілів (рис. 2, б).

Технологія роботи нового обладнання полягає в наступному (рис. 3, а, б, в, г):

1. Копрова установка на базі гусеничного крана МКГ-25БР встановлюється в безпосередній близькості від проектної відмітки в межах зони дії копра.

Дизель-молот, наголовник і замикаючий сердечник встановлюються на оболонку при цьому наголовник контактує з верхньою частиною оболонки через амортизатор і опорну плиту, а сердечник займає положення всередині оболонки і опирається на ґрунт трамбувальною плитою (рис. 3, а).

2. Вмикається в роботу дизель-молот, котрий наносить удари по амортизатору розташованому у верхній частині наголовника, потім ударне навантаження через опорну плиту і амортизатор, закріплений на ній, передається на торець занурюваної оболонки. Замикаючий сердечник при цьому контактує з ґрунтом, що знаходиться безпосередньо під основою занурюваного елемента, формуючи ущільнену зону і забезпечуючи без дефектності занурення (рис. 3, б).

3. Оболонка занурюється до проектної глибини, при цьому відмови досягають мінімальних значень (рис. 3, в).

4. Дизель-молот вимикається і разом з наголовником і сердечником повертається у вихідне положення. Потім робочий цикл повторюється (рис. 3, г).

В системі ОАО «Дніпробудмеханізація» були проведені випробування нового обладнання і дослідження процесу занурення паль типу ФК і ФКЦ в ґрунт в умовах будівництва реальних об'єктів в містах Баглей, Вільногірськ і Дніпро.

Для занурення вказаних оболонок і пустотілих блоків був підібраний молот по існуючій методиці з використанням результатів експериментальних досліджень в польових умовах [7, 8].

Список літератури

1. Хмара Л.А., Пантелеєнко В.И. Погружение тонкостенных фундаментов-оболочек в грунтовое основание.// Всеукраїнський міжвідомчий збірник наукових праць Гірничі, Будівельні, Дорожні та Меліоративні машини. Випуск №58, Київ - 2002.-С.44-50.
2. Хмара Л.А. Пантелеєнко В.И. Дослідження та розробка копрового обладнання для занурення тонкостінних фундаментів-оболонок при спорудженні нульового циклу будівель різного призначення // Вісник Українського Державного Університету Водного Господарства та Природокористування. Частина 6. Машинознавство, математичне моделювання. Збірник наукових праць, Випуск 5, Рівне – 2002- С. 94-102.
3. Хмара Л.А., Пантелеєнко В.И. Дослідження і визначення основних параметрів обладнання для занурення фундаментів-оболонок.// Вісник Придніпровської Державної Академії Будівництва та Архітектури, №1, 2002.- С.52-56.
4. Хмара Л.А., Пантелеєнко В.И. Высокоэффективное оборудование для погружения фундаментов-оболочек в грунт.// Строительство, материаловедение, машиностроение. -Днепропетровск: ПГАСиА. - 2002.- Выпуск 15, Часть 3 - С.95-96.
5. Хмара Л.А., Пантелеєнко В.И. Исследование взаимодействия системы "молот-наголовник-оболочка-грунт" с грунтовым основанием.// Сб. науч. тр. Приднeпровской государственной академии строительства и архитектуры. Выпуск 15. Подъемно-транспортные, строительные и дорожные машины и оборудование. 2002.- С.161-170.
6. Хмара Л.А. Пантелеєнко В.И. Методика вибору та призначення раціональних параметрів обладнання для занурення фундаментів-оболонок // Збірник наукових праць, Української Державної Академії Залізничного Транспорту, Випуск 50, Харків –2002. -С. 10-16.
7. Хмара Л.А., Пантелеєнко В.И. Создание копрового оборудования для погружения фундаментов-оболочек // Механизация строительства, №1, Москва-2003.- С. 4-7.
8. Хмара Л.А., Пантелеєнко В.И. Исследование качественных закономерностей процесса погружения фундаментов-оболочек в грунт // Строительство, материаловедение, машиностроение. - Днепропетровск: ПГАСиА. - 2003.- Выпуск 22, Часть 2 - С. 236-240.

УДК 692.4

АНАЛІЗ ТИПІВ ПОКРІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ УМОВ РЕКОНСТРУКЦІЇ МАЛОПОВЕРХОВОЇ ПРИВАТНОЇ ЗАБУДОВИ

В.А. Колеснік, *ст. гр. БІ-19МЗ,*

С.О. Карпушин, *доц., канд. техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

В.І. Пантелеснко, *доц., канд. техн. наук ДВНЗ Придніпровська державна академія
будівництва та архітектури*

В наш час покрівля приватного будинку є не тільки захистом від атмосферних опадів, сонячного випромінювання і негоди, але і виконує декоративно-естетичну функцію. Зовнішній вигляд покрівлі підкреслює особливість ландшафтного дизайну усєї присадибної ділянки і підвищує естетичну привабливість будови. Приватні будинки в Україні, за дуже рідким виключенням, мають скатні покрівлі. Це пояснюється кліматичними особливостями, традиціями, смаками, модою. Зовнішній вигляд будинку багато в чому визначається формою, кольором і наявністю таких архітектурних елементів покрівлі як (шпиль, люкарна, фронтон, скат, ендова, коник, карниз, горищене вікно, димар, система вентиляційних каналів, малих архітектурних елементів – ліпнина, ковка, барельєф, горельєф, дахові скульптури, водозливні труби і жолоби).

В якості покрівельного матеріалу для приватної малоповерхової забудови в основному використовують: шифер (хвилясті асбестоцементні листи), ондулін (хвилясті целюлознобітумні листи), метал (листову сталь, металочерепицю, профнастил), бітумну черепицю (шинглас), композитну черепицю, натуральну черепицю (керамічну і цементно-пісчану).

Існують і інші покрівельні матеріали, наприклад, з кольорових металів і сплавів, таких як мідь, цинк-титан, алюцинк, алюміній, сланець або природний шифер – матеріал мінерального походження. В силу високої вартості всі ці матеріали не отримали масового застосування і вважаються ексклюзивними.

В якості покрівельного матеріалу інколи застосовуються і рослинні матеріали: солома, комиш, дранка, дерн. Деколи служивші покрівлею на тимчасових будівлях, в сучасному світі, вони прираховуються до екзотичних або ексклюзивних покрівельних матеріалів, і в цьому нічого дивного. Подібно любим виробам ручної роботи, виконувани за старовинними технологіями з натуральної сировини, природні покрівлі дуже коштовні.

Останнім часом великої популярності в мегаполісах набувають зелені покрівлі (рис.1). Конструкція подібної покрівлі повинна витримувати значні експлуатаційні і вітрові навантаження, та повинна бути виконана з матеріалів з високими показниками міцності. При влаштуванні таких покрівель необхідно створювати системи поливу і видалення надлишкової вологи через систему водовідведення будівлі.

Для приміської та провінційної малоповерхової забудови популярними в даний час є покрівлі з бітумної черепиці (шинглас), композитної черепиці. Більш дешевими і практичними вважаються покрівлі з металочерепиці, металопрофілю і шиферу. Покрівлі з ондуліну втратили свою популярність, що може бути пояснено «дешевим» зовнішнім видом, низькою міцністю (вандалостійкістю), горючістю, та при цьому достатньо високою вартістю, зокрема комплектуючих. Суттєва втрата зовнішнього вигляду полягає у зміні кольору покрівлі та деякою втратою форми в місцях карнизних звісів. Пікова популярність даного типу покриття в Україні припадала на 2000-2012рр.



Рисунок 1 – Зелена покрівля: а – схема; б – загальний вигляд.

Аналізуючи тенденції зміни попиту на вид покрівельного матеріалу можна сформулювати ряд критеріїв щодо вибору, якими керуються пересічні українці при виборі виду покрівлі. Зробимо це у відповідності до пріоритетів пересічного споживача:

1. зовнішній естетичний вигляд (фактура, форма і розмір рифлення і т.д.);
2. колір;
3. ціна покрівельного матеріалу і покрівельних конструкцій (обрешітка, плита OSB, плівки);
4. ціна комплектуючих (коник, ендова, кріпильні елементи, елементи снігозатримання, торцеві фронтонні планки, душники, тощо);
5. механічна міцність покрівельного матеріалу (здатність зберігати цілісність під впливом атмосферних опадів у вигляді граду, вандалські впливи, падіння льодової бурульки, переміщення людини по покрівлі, ...);
6. складність, вартість і трудомісткість монтажу;
7. довговічність;
8. можливість і умови доставки на будівельний об'єкт;
9. вага;
10. стійкість до утворення на поверхні покрівельного матеріалу грибка, моху;
11. величина відходів при влаштуванні елементів покрівлі складної форми;
12. здатність покрівельного матеріалу до самоочищення від опалого листя, пилу, снігу, льодових бурульок;
13. теплопровідність;
14. звукоізоляція;
15. можливість влаштування дахів з криволінійною поверхнею (куполоподібний дах, шпилі церкви, ...);
16. величина температурних деформацій.

Висновки.

Достатньо великий перелік сформованих критеріїв свідчить про актуальність проблеми і складність прийняття комплексного рішення щодо науково-обґрунтованого вибору покрівельного матеріалу для індивідуальної малоповерхової забудови. Єдиного, так званого «універсального» покрівельного матеріалу не існує. Пропонується в подальших дослідженнях розробити систему «важливості» критеріїв, надаючи кожному критерію межі варіювання, наприклад від -2 (абсолютно не важливо) до +2 (дуже важливо), де 0 – відповідає традиційному і найбільш масовому для даної місцевості покрівельному матеріалу.

Складним елементом для науково-обґрунтованого вибору є перший критерій, що базується на індивідуальних смаках населення. Для оцінки зовнішнього естетичного вигляду можливе застосування т.з. «Золотого перетину» [1] Фідія, Фібоначчі.

Список літератури

1. М. Григорчук. Золоте ірраціональне число. Наука і суспільство. ISSN18197329. Світогляд, 2017, №6 (68) http://bitp.kiev.ua/files/doc/lectures/svitoglyad_2017_06.pdf

УДК: 691.2.33

ХАРАКТЕРИСТИКА ІСНУЮЧИХ СПОСОБІВ ПІДСИЛЕННЯ ВНУТРІШНІХ СТІН

О.С. Кувшинов, ст. гр. Бі 19мз,

О.А. Плотніков, асистент

В.В. Дарієнко, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Застосовувані в даний час способи підсилення внутрішніх цегляних стін схематично зображені на рисунку 1. Підвищення несучої здатності простінків і стовпів досягається за допомогою укладення їх в обойму. Цей спосіб посилення елементів кам'яних конструкцій заснований на тому, що міцність матеріалу при об'ємному напруженому стані (коли елемент піддається всебічному стиску) вище, ніж при односторонньому стиску.

Обойма володіє більш високим модулем пружності, ніж кам'яна кладка і перешкоджає їй поперечним деформаціям [1].

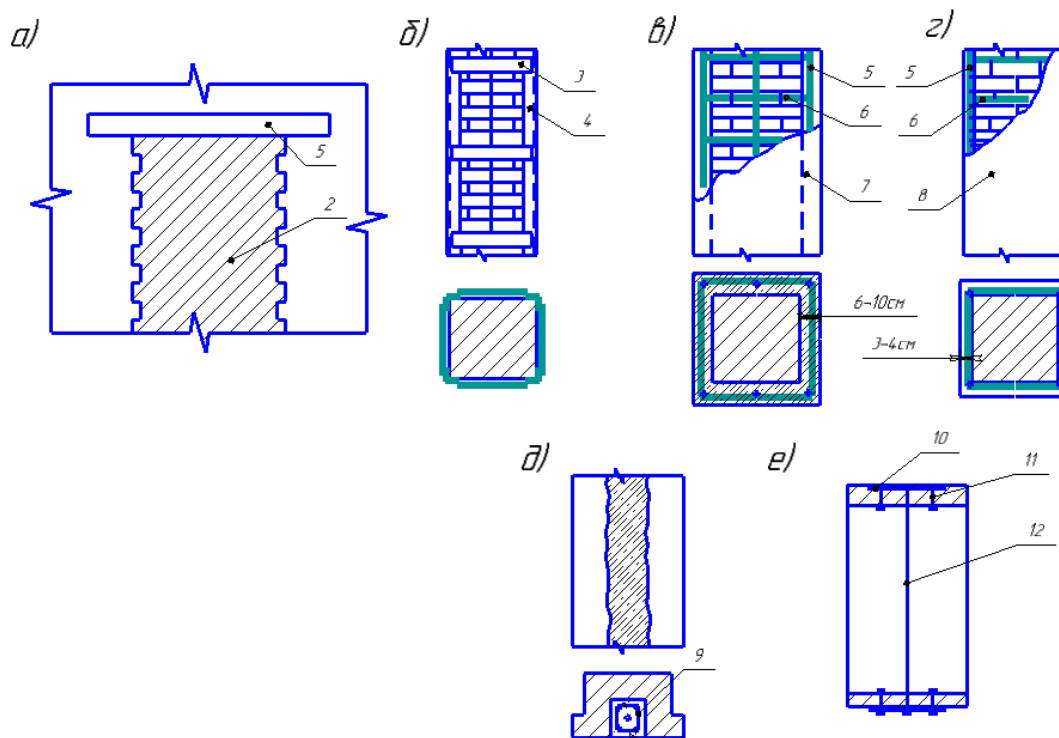


Рисунок 1 - Способи підсилення кам'яних конструкцій

а - підсилення стін шляхом заміни старої кладки новою; улаштування обойм:

б - металевих, в - залізобетонних, г - штукатурних; д - влаштуванням

залізобетонного сердечника, е-установкою тяжів. 1 - розвантажувальна балка, 2 - нова кладка, 3 - планки, 4 - куточки, 5 - вертикальні стрижні, 6 - хомути, 7 - бетон, 8 - штукатурка, 9 - арматурний каркас, 10 - накладки, 11 - болти кріплення, 12 - стягуючий тяж

Металева обойма складається з вертикальних куточків і приварених до них горизонтальних планок (рис 1, б). При посиленні широких простінків в межах 1,5-2,5 товщини стіни посередині простінка ставлять стяжні болти. Таким чином, простінок розбивається в плані на дві прямокутні призми, кожна з яких працює як цегляний стовп в обоймі. Недоліком даного способу є велика витрата сталі.

Деформовані або ослаблені стіни можна зміцнити шляхом улаштування залізобетонних чотиристоронніх обойм, а також одно - або двосторонніх бетонних або залізобетонних монолітних ділянок.

Товщина обойми береться 6-10 см, якщо вона виконується в опалубці, і 3-5 см - якщо виконується торкретуванням (рис 1, в, г).

В першому випадку несучу здатність можна підвищити в 1,5 - 2,5 рази, у другому в 1,3-1,4 рази.

Внутрішні стіни, ослаблені прорізами, зазвичай підсилюють з двох, сторін улаштуванням бетонного нарощування товщиною 6-10 см [3]. Залізобетонне нарощування армується сіткою. Цей спосіб складний через малу товщину нарощування. Тому для забезпечення монолітності підсилюваної конструкції доцільно використовувати анкерування стержнями, що забиваються в стіну через 1 м в шаховому порядку. Крім того необхідно встановлювати наскрізні анкери в отвори, пробиті в стіні, для з'єднання двосторонніх нарощувань. Наскрізні анкери повинні розташовуватися на відстані 2,5 товщин стіни один від одного. Особливістю в даному випадку є те, що консолі плит перекриттів спираються на нарощування і цегляну кладку. При цьому нарощування активно включається в роботу і сприймає більшу частину переданого навантаження. З цієї причини нарощування потрібно оперти на фундамент.

Таким чином, даний спосіб є комбінованим; з одного боку нарощування стримує поперечні деформації цегляної кладки, з іншого - передає навантаження на фундамент, що дає додаткове збільшення несучої здатності стіни.

Можливе підсилення стін за допомогою залізобетонних колон і ригелів, приставлених до стіни, тобто улаштування залізобетонного розвантажувального каркаса. Однак виступи в квартирах, утворені колонами і ригелями, знижують комфортність приміщень. Труднощі викликають також при з'єднанні колон і ригелів до стіни. Найголовніший недолік полягає в тому, що на відміну від залізобетонних плит, які можуть спиратися на обріз фундаменту, під колони необхідно влаштовувати додаткові фундаменти.

Різновидом способу посилення стін за допомогою обойм є використання штукатурної обойми. Армована штукатурна обойма виконується по арматурній сітці, що складається з вертикальних стрижнів діаметром 6-12 мм і горизонтальних - 4-10 мм. Арматура покривається шаром цементної штукатурки марки 50-100 товщиною 3-4 см. Штукатурні обойми застосовуються при необхідності незначно посилити конструкцію - на 15-20%.

При невеликих розмірах простінків і необхідності значно збільшити їх несучу здатність в них влаштовується сердечник із залізобетону або металевого профілю, для улаштування сердечників в кладці пробиваються вертикальні борозни. Місце розташування борозен має бути таким, щоб на сердечники припадали опори плит перекриттів. У зв'язку з цим потрібна додаткова точна розмітка. Серйозним недоліком даного способу є підвищена небезпека виконання робіт через ослаблення стіни в результаті пробивання вертикальних борозен.

Стіни, пронизані димовими і вентиляційними каналами, як правило, підлягають розбиранню, що не завжди виправдано. Посилення стін з ДВК може бути здійснено за допомогою заповнення їх бетоном. Димові канали при обладнанні будівель центральним опаленням виявляються непотрібними. Вентиляція при реконструкції забезпечується залізобетонними вентиляційними блоками, зазвичай приставленими до стін. Посилення стін за допомогою заповнення наявних в них димових і вентиляційних каналів бетоном можна вважати різновидом улаштування залізобетонного сердечника. Використання каналів виключає додаткові витрати на пробивання вертикальних борозен під колони, що значно знижує трудомісткість процесу, а також зменшує небезпеку виконання робіт у порівнянні з існуючим способом. Крім того, посилення стін шляхом заповнення каналів бетоном не призводить до збільшення поперечного перерізу стін. Даний спосіб є маловивченим і тому не знайшов широкого застосування в практиці.

У разі необхідності, наприклад при необхідності підвищення несучої здатності конструкції, можливе посилення стін комбінованим способом: заповнення каналів і улаштування штукатурної або залізобетонної обойми або заповнення каналів і введення металевих або залізобетонних розвантажувальних балок.

Відомий спосіб посилення кам'яних конструкцій (зокрема фундаментів) ін'єктуванням розчину в просвердлені в тілі кладки шпури (кореневі свердловини). Нагнітаємий під тиском цементний або полімерний розчин проникає в тріщини і порожнини кладки [6].

При виборі способів посилення стін враховані простота, економічність способів, безпека виконання робіт, збереження монолітності цегляних стін.

Для подальших досліджень прийняті наступні способи посилення: цегляних стін з ДВК за допомогою заповнення каналів бетоном; внутрішніх цегляних стін без каналів-двосторонньою монолітною обоймою (з можливою заміною монолітної обойми збірними залізобетонними елементами).

Для визначення заходів щодо забезпечення стійкості зовнішніх стін при розібраних перекриттях, необхідна розрахункова перевірка їх стійкості (з обґрунтуванням підходу до вирішення завдання).

Великий обсяг робіт з реконструкції будівель і споруд вимагає пошуку способів скорочення трудомісткості і матеріаломісткості робіт, більш повного використання потужностей існуючих машин і механізмів, забезпечення безпеки технологічних процесів.

Список літератури

1. Дмитриев А.С., Семенов С.А. Каменные и армокаменные конструкции. М.:Госстройиздат 1998. 191с.
2. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції.
3. Захаров С.Т. Исследование некоторых способов усиления железобетонных колонн с малыми эксцентриситетами: Дис...канд. техн.наук.-Л.,1994.184с•
4. 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 – 44с.
5. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К., 2006. – 75 с.
6. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків і споруд. – К., 2003. – 85 с.

АДГЕЗІЙНА МІЦНІСТЬ ПОЛІМЕРНОГО ПОКРИТТЯ ПІДЛОГ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД ТЕХНОЛОГІЇ ОБРОБКИ ОСНОВИ

Д.О. Ситник, ст. гр. Бі 19мз,

О.А. Плотніков, асистент

В.В. Дарієнко, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Основними факторами, що впливають на довговічність монолітного полімерного покриття, найчастіше, є не стиранисть поверхні, а відшарування покриття від основи. Причинами, що викликають відшарування покриття при його експлуатації, є механічні дії (наприклад, при русі технологічного транспорту), а також істотні дотичні напруги, що виникають на стику між покриттям і основою через відмінності їх коефіцієнтів температурного розширення або усадочні деформації покриття.

Для збільшення довговічності таких підлог необхідно вдосконалення технології їх улаштування з урахуванням зазначених вище факторів. При цьому, в даний час не існує методів прогнозування довговічності наливних полімерних покриттів підлоги.

Для вирішення проблеми використання полімерних покриттів підлог необхідна розробка методу оцінки довговічності такого покриття. Для цього потрібно виробити методологічний підхід до вирішення цього завдання. При цьому необхідно визначити основні параметри основи конструкції, технологічні умови виробництва будівельних робіт, умови експлуатації і т. п.

На першому етапі роботи досліджено залежність адгезії полімерного покриття при однаковій товщині, 1 мм, на спеціальній поверхні зразків різної міцності основи. Були виготовлені два типи зразків - без підготовки і з поверхнею, обробленою епоксидною ґрунтовкою "Епонал-Ґрунт" на затверджувачі ПЕПА в кількості 6% від маси ґрунту. Зразки були контрольними, тобто не піддавалися впливу навантажень. Після випробування на відрив були отримані наступні результати, представлені у вигляді графічної залежності (див. рис 1).

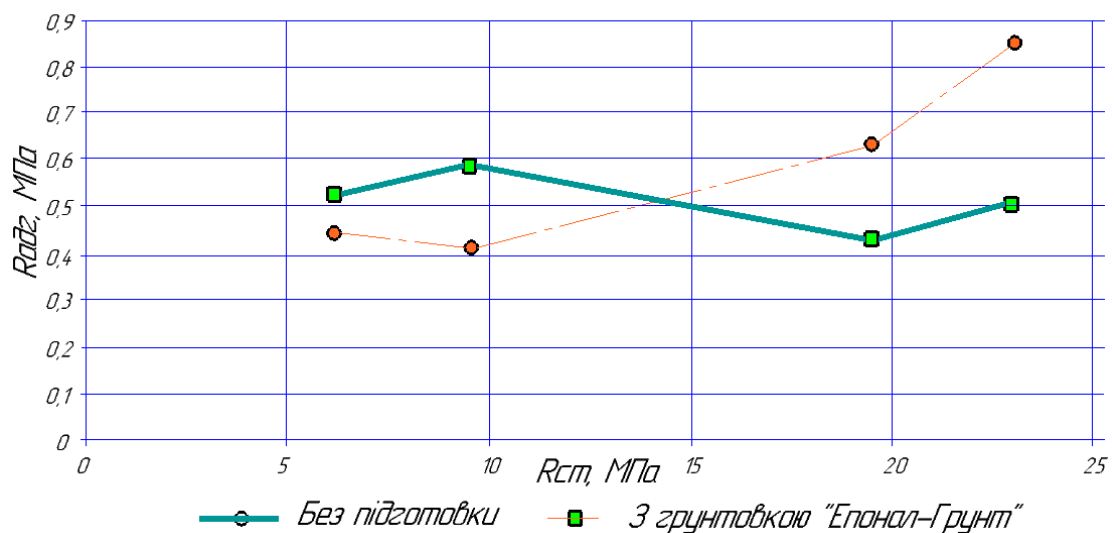


Рисунок 1 - Вплив $R_{ст}$ основи і підготовки на адгезійну міцність полімерного покриття (на спеціальній поверхні при товщині покриття 1 мм)

З результатів випробувань випливає, що при зростанні міцності основи зростає адгезійна міцність. Ґрунтовка даного виду ефективна тільки на основах відносно малої міцності. На щільних основах (меншої пористості) адгезійна міцність зменшується. У більш

пористих основах ґрунтовка проникає глибше, тим самим розвивається контактна поверхня між покриттям і ґрунтовкою.

Далі на зразки чотирьох складів основи (Ц:П) на спеціальну поверхню нанесли полімерне покриття товщиною - 1 мм, 2 мм і 3 мм. Для порівняння виготовили зразки без підготовки поверхні основи і обробки шаром ґрунтовки "Епонал-Ґрунт". Дані зразки були піддані термовпливу. Після випробування зразків на адгезійну міцність покриття до основи отримали наступну залежність (див.рис.2).

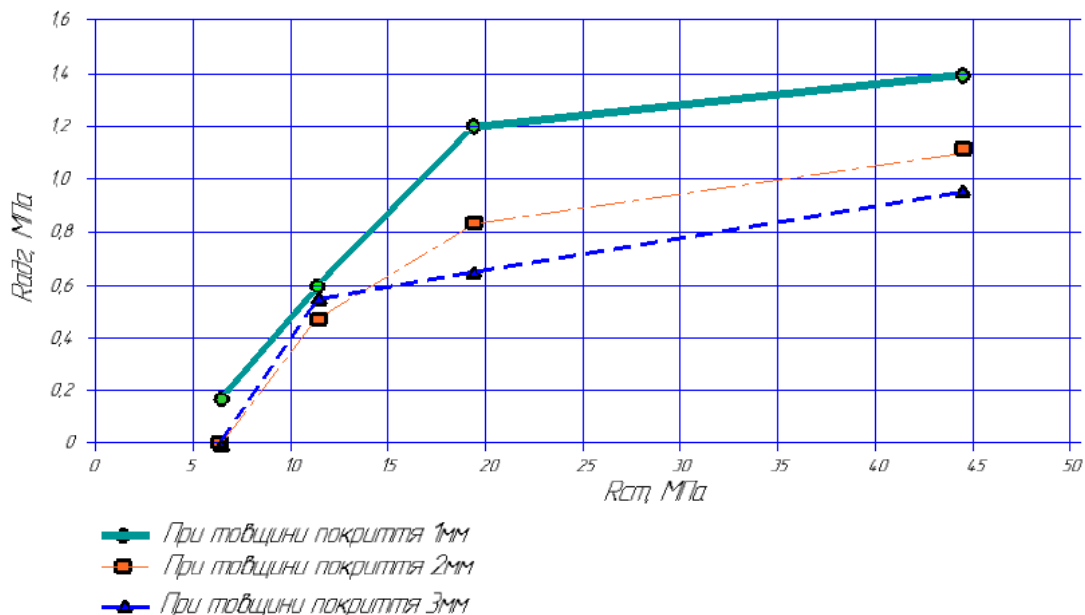


Рисунок 2 – Вплив R_{ст} основи на адгезійну міцність полімерного покриття після термоцикування (на спеціальній поверхні з ґрунтовкою "Епонал-Ґрунт")

З представлених на графіку результатів випливає, що застосування даної ґрунтовки недоцільно на зразках з міцністю основи менше 10 МПа. При проведенні термоцикування на основі Ц:П – 1:5 полімерне покриття товщиною 3 мм відшарувалася від основи після 10 циклів, а товщиною 2 мм – після 25 циклів. На зразках основи Ц:П – 1:3 і 1:2 покриття товщиною 3 мм почали відшаровуватися після 10 циклів. Тільки лише на зразках складу Ц:П – 1:1 покриття залишилося без видимих ознак відшарування. Характер руйнування на основах Ц:П – 1:5 і 1:3 був 100% когезійний, на зразках 1:2 – 85% когезійний, а на зразках Ц:П – 1:1 – 75% когезійний по основі.

Список літератури

1. Юхневський П.І. Будівельні матеріали і вироби: Навч.посібник / П.І. Юхневський, Г.Т. Широкий. – Київ.: УП «Технопрінт», 2004, с.55-59.
2. Фиговский О.Л. Устройство наливных полов.-М.: Стройиздат, 1972.
3. Кузнецова Г.И. Полимерные напольные покрытия //Технологии строительства-№3,2001.

ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУКЦІЙ ЄМНІСНИХ СПОРУД ВОДОПОСТАЧАННЯ

А.Г. Захаренко, ст. гр. Бі 19м,
О.С. Масленко, ст. гр. Бі 19мз,
В.В. Дарієнко, доц., канд. техн. наук
Центральноукраїнський національний технічний університет

Основна частина залізобетонних ємнісних споруд водопостачання зазвичай виконується в монолітному, збірному або збірно-монолітному залізобетоні. При цьому конструкції споруд піддаються впливу різних експлуатаційних середовищ - від слабоагресивних до сильноагресивних. На рис. 1 представлені основні споруди, що входять до складу комплексу водопостачання, і виділені ємнісні залізобетонні споруди, найбільш схильні до руйнування під дією експлуатаційного середовища.

Довгі роки експлуатації (більше 50 років) систем водопостачання вказують на те, що найбільше число аварій через зниження довговічності конструкцій переважає в ємнісних спорудах зберігання і подачі води споживачам – резервуарів чистої води. Очевидно, що це пов'язано з найбільшою агресивністю експлуатаційного середовища, оскільки питна вода має найменшу мінералізацію у всьому ланцюгу системи водопостачання (рис. 1), а, отже, і найбільшу розчинну здатність по відношенню до бетону.

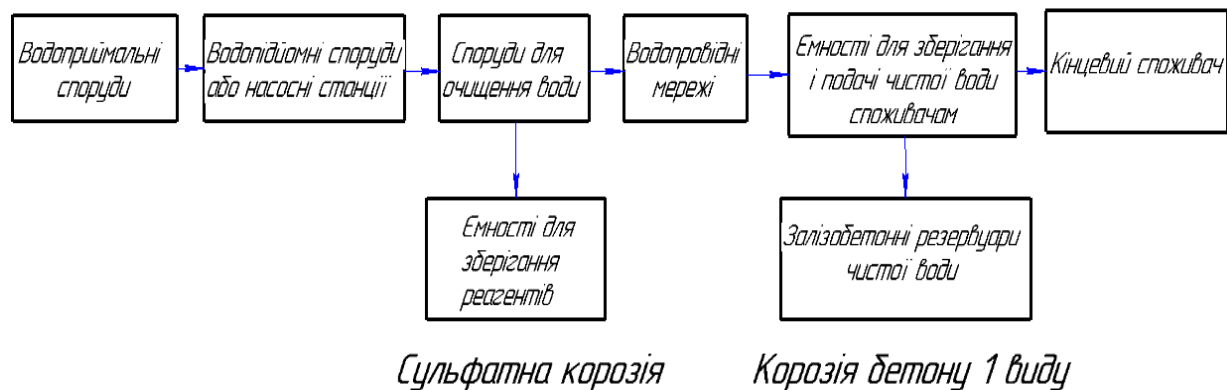


Рисунок 1 - Споруди, що входять до складу системи водопостачання

Резервуари, які розташовуються на досить високих позначках місцевості, служать, як правило, напірними ємностями, які за своєю суттю і призначенням аналогічні водонапірним вежам. Напірні вежі найчастіше влаштовуються в вигляді "нагірних" резервуарів повсюдно, де це дозволяє рельєф місцевості, так як при одній і тій же ємності резервуар завжди значно дешевше вежі.

Напірні резервуари часто служать для зберігання запасів води пожежних або аварійних, і одночасно використовуються в системах водопостачання і як регулюючі ємності. Іншим типом резервуарів є пасивні безнапірні вежі. Це споруди, вода з яких надходить в систему тільки лише шляхом її перекачування насосами. Використання таких резервуарів досить поширене і досить часто дані резервуари-резервуари чистої води, – виступають в якості регулюючих ємностей при очисних спорудах міських водопроводів і як запасні ємності (аварійні і пожежні) [1].

Конструктивне вирішення резервуарів досить різноманітне. Одним з перших в системах водопостачання міст будувалися цегляні резервуари, а також резервуари з бутового каменю. Будівництво подібних водосховищ питної води як "Цистерна Базилика" в м. Стамбул (рис. 2) (ємністю до 80 000 м³) велось з середини першого тисячоліття. Нині ці споруди є музєями.

При будівництві першої черги Московського водопроводу були споруджені цегляні резервуари на Ленінських горах («Воробйовські резервуари»), ємність яких до 1912 р. склала 160 тис. м³.

Заслужують також уваги широко застосовувані раніше резервуари, які виконуються як закопані в землю водойми з різного роду гідроізоляцією, що використовуються в основному в якості запасних ємностей. Ці водойми зазвичай будують відкритими. У сучасному будівництві даний тип резервуарів знову почав застосовуватися завдяки появі ефективних гідроізоляційних матеріалів [2].

Сталеві резервуари, що влаштовуються на зразок нафтових цистерн, знаходять лише невелике застосування, головним чином, в США. Вони мають різну ємність і виконуються як вертикальні циліндри різної висоти і діаметра з залізобетонним днищем. Велика вартість і складність виконання захисту сталевих резервуарів від корозії, їх термічна ізоляція-всі ці причини це суттєва перешкода, яка не дозволяє застосовувати їх досить широко [3].



Рисунок 2 - "Цистерна Базилика" в м. Стамбул, Туреччина.

У діючих сьогодні системах водопостачання велике поширення отримали залізобетонні резервуари, виконані в різних формах, конструкціях і методах виготовлення. В середині 20 століття велике поширення мали резервуари циліндричної форми з купольними покриттями. В СРСР ці резервуари будувалися відносно невеликого обсягу (до 600 м³), наприклад, виконання резервуара ємністю 400 м³ (по одному з типових проектів) показано на рис. 2. Резервуар даного типу заглиблюється в ґрунт приблизно до половини висоти циліндричної частини з подальшим обсіпанням ґрунтом (з метою теплоізоляції) верхньої частини і покриття шаром товщиною близько 1 м.

Для циліндричних резервуарів ємністю понад 600 м³ більш економічним є улаштування плоского безбалкового покриття (рис. 4). Дані резервуари являють собою ємність від 50 до 2000 м³, висоту від 3,5 до 4,5 м. і діаметр від 4,7 до 25,4 м. при ємності більше 50 м³ покриття підтримується колонами: одна колона при ємності резервуара 100 м³ і до 21 колони при ємності до 2000 м³. Застосування резервуарів прямокутної в плані форми з плоским балочним або безбалочним покриттям вважається більш економічним при улаштуванні резервуарів ємністю понад 2000 м³. Резервуари, запас води яких перевищує 1000 м³ повинні бути розділені між двома ємностями. Дана вимога висунута відповідно до будівельних норм по пожежному запасу води. А при необхідності створення великих запасів води, дане завдання вирішується, як правило, улаштуванням декількох резервуарів, які дають в сумі розрахункову ємність, що забезпечує безперервність роботи системи, можливість виключення з роботи окремих резервуарів на період ремонтних робіт, а також виконання будівництва по чергах [4].

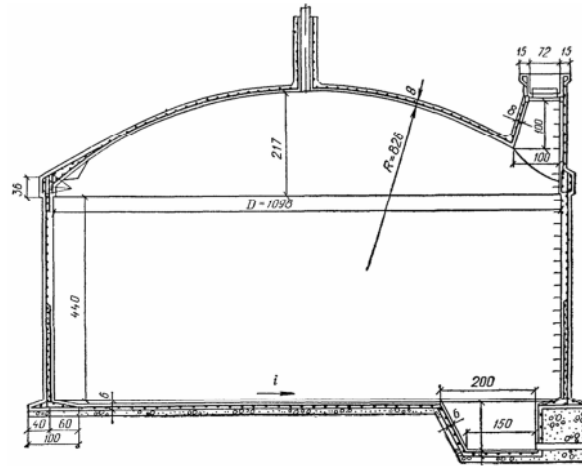


Рисунок 3 - Резервуар циліндричної форми з купольним перекриттям

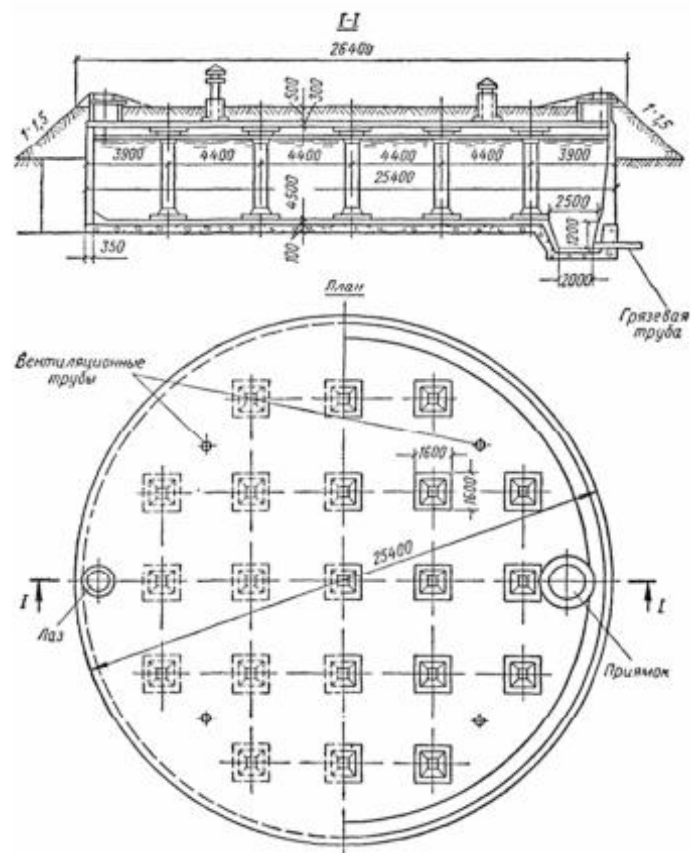


Рисунок 4 - Резервуар циліндричної форми з плоским покриттям

Для знаходження більш економічних конструкцій резервуарів, виконання конструктивних форм світовій практиці досить різноманітно. Наприклад, один з 20 побудованих у Швеції резервуарів (рис. 5) виконаний зі стінками у вигляді "багатоюрусної" конструкції, яка дозволяє правильно сприймати температурні і силові впливи. Ідентична конструкція використовується при будівництві резервуарів круглої в плані форми - як, циліндрична багатохвильова оболонка. Покриття у вигляді циліндричних склепінь застосовуються також і для прямокутних в плані резервуарів.

Попередньо напружений залізобетон застосовується при будівництві резервуарів досить часто. Забезпечення необхідної герметичності-одна з головних особливостей

резервуарів, тому застосування звичайного залізобетону найчастіше є основним недоліком при будівництві резервуарів.

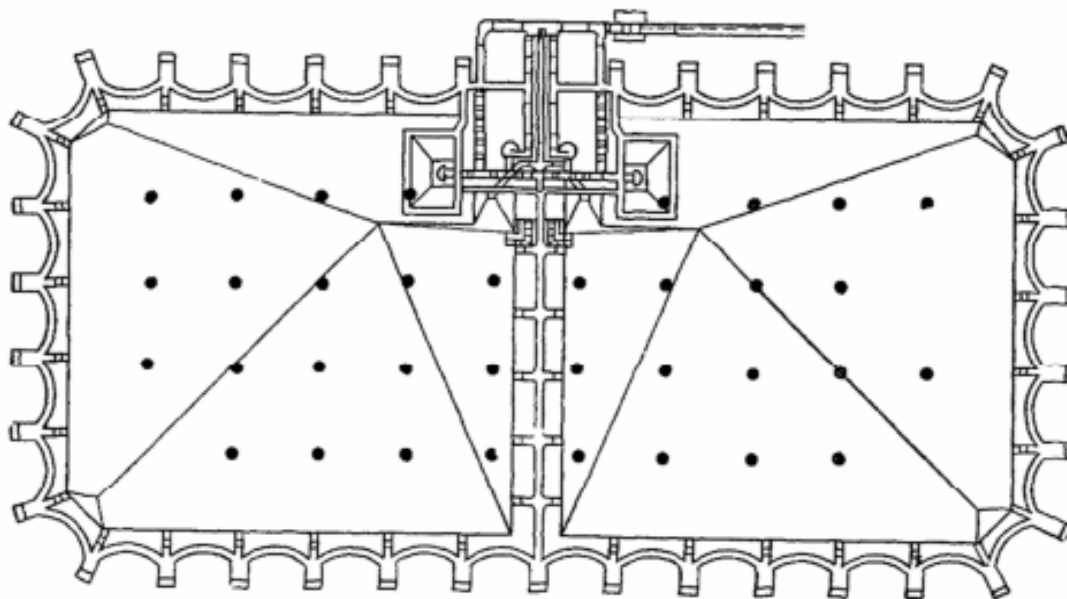


Рисунок 5 – Багатошарова конструкція стін резервуару

За спостереженнями авторів, найбільш поширені в даний час на Україні резервуари для зберігання чистої води виконані циліндричної або прямокутної форми з монолітних або збірних залізобетонних конструкцій (рідше - з попередньо напруженого залізобетону), з плоским дном і монолітним (безбалковим) або збірним (балки і плити покриття) покриттям.

Список літератури

1. ДБН В.2.5 - 74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування.
2. Мацієвська О.О. Водопостачання і водовідведення. Навчальний посібник. Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2015. 144 с.
3. Гринько, Е.А. Электронный учебник «Водоснабжение и водоотведение», Ижевск: ИЖГТУ – 2009. – 156 с.
4. Павлинова, И.И. Водоснабжение и водоотведение / И.И. Павлинова, В.И. Баженов, И.Г. Губий . – М.: Изд. Юрайт, 2013. – 472 с

СПОСОБИ ДІАГНОСТИКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

**К.В. Гурін, ст. гр. Бі 19м(1,4),
Г.Д. Портнов, доц., канд. техн. наук
І.О. Скриннік, доц., канд. техн. наук**
Центральноукраїнський національний технічний університет

В даний час зростають вимоги і до методів діагностики стану об'єктів, вони повинні давати можливість швидко і в повній мірі оцінити дійсні характеристики конструкцій будівель, а також бути прості і мобільні, щоб використовуватися на будь-якому етапі створення і експлуатації будівлі або споруди. Діагноз технічного стану будівельних конструкцій будівель і споруд є важливим процесом у будівництві. Завдяки деяким операціям технічного обстеження визначається об'єм робіт для реконструкції та придатність будівлі чи споруди до подальшої експлуатації, також діагноз будівлі потрібен щоб провести перепланування в будинку або для перевірки завершального проекту будівництва.

Діагностика технічного стану будівель і споруд здійснюється шляхом поєднання взаємопогоджених і взаємодоповнюючих дослідницьких, розрахункових і аналітичних процедур, перелік та повнота яких у кожному конкретному випадку уточнюється спеціалізованою організацією, яка проводить обстеження.

Розрізняють візуальний і візуально-інструментальний способи діагностики пошкодження споруд.

При візуальному обстеженні виявляються видимі дефекти і пошкодження, робляться обміри, зарисовки, фотографії, використовуються найпростіші прилади, виявляються місця, які необхідно обстежити більш детально за допомогою діагностичної техніки - інструментів, приладів і т. д [1].

Візуально-технічне обстеження може бути руйнівним, коли в спорудженні відбираються зразки матеріалів для випробування в лабораторних умовах. Таке обстеження складно, занадто багато роботи і в умовах експлуатації не завжди прийнятно, тому що може привести до ослаблення конструкцій. Тому все більшого поширення знаходять руйнівні методи контролю, тому, що вони менш трудомісткі і не послаблюють конструкції.



Рисунок 1 – Шарівський палац в м. Харків, на період реконструкції

При розробці програми візуальних та інструментальних обстежень встановлюється такий обсяг і порядок дослідницьких процедур, при якому при мінімальній кількості дослідницьких робіт (особливо інструментальних обстежень та лабораторних визначень)

можна отримати максимально повну інформацію про несправності, дефекти та пошкодження конструкцій.

При візуальному огляді слід керуватися тим правилом, що найбільш ймовірні ділянки пошкоджень конструкцій у виробничих будівлях і спорудах спостерігаються:

- в основному - в зонах складування важких вантажів; у дуже навантажених колон, стін, фундаментів, опор; в місцях зволжених ґрунтів; в місцях можливих вібраційних і ударних навантажень;

- для фундаментів - в зонах зволжених ґрунтів особливо агресивними рідинами; в зонах дії вібрацій, ударних навантажень, привантажень; при спорудженні важких прибудов; при влаштуванні близько розташованих котлованів; при неорганізованому водовідливі і водопониженні;

- для колон - у найбільш напружених зонах стику з фундаментом, у консолей, в стиках збірних колон по висоті, поблизу підлоги, де можливе попадання агресивної рідини або механічне пошкодження транспортом та вантажно-розвантажувальними засобами, у вузлах стикування з ригелями перекриттів та покриттів;

- для ригелів та плит перекриттів - у зоні дії максимальних згинальних моментів, поперечних сил, передачі зосереджених зусиль, дії вібраційних та ударних навантажень, агресивних рідин, газів, пилу, в місцях стикування;

- для покриттів - у місцях підвищеного зволоження та пошкоджень з боку приміщень та накопичень технологічного пилу, на ділянках з підвищеною щільністю або насиченого вологою утеплювача;

- для стін - у місцях підвищеного зволоження з заморожуванням та відтаванням, в стиках панельних стін, в приляганнях до підлоги і перекриттів.

Технічне обстеження та діагностика будівель і споруд є дуже важливою процедурою яка спрямована на виявлення дефектів у конструкції і визначення технічного стану будівлі або споруди. Результатом обстеження будівельних конструкцій будинків і споруджень є звіт, що містить аналіз технічного стану спорудження та рекомендації з його поліпшення, якщо це необхідно.

Список літератури

1. stroy-expert.dp.ua - Цілі і завдання технічної діагностики. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://www.stroy-expert.dp.ua/content/view/103/27/>
2. polygonal.com.ua Діагностика технического состояния зданий [Электронный ресурс]. Режим доступу: https://polygonal.com.ua/ru/diagnostika_tehnicheskogo_sostoyaniya_stroitelnyih_konstruktsiy_zdaniy_sooruzhen.php
3. Семиног М.М., Голоднов О.І. Діагностика технічного стану та визначення залишкового ресурсу будівельних конструкцій. Дороги і мости. Київ, 2009. Вип. 11. С. 285-290.

ВПЛИВ СКЛАДУ І РОЗМІРІВ ЗРАЗКІВ З ЦЕМЕНТНО-ПІЩАНОГО РОЗЧИНУ НА ЇХ ПАРОПРОНИКНІСТЬ

О.С. Заболотний, ст. гр. Бі 19м(1,4),

І.О. Скриннік, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Були проведені дослідження з визначення впливу складу і товщини зразків з цементно-піщаного розчину на їх паропроникність. Для експериментів були використані зразки товщиною 10 ± 1 ; 15 ± 1 ; 20 ± 1 мм наступного складу: Ц/П=1:1, Ц/П=1:5. Компоненти розчину: цемент марки М 400, пісок річковий дрібний з модулем крупності=1,95, вода. Твердіння зразків розчину - 28 діб при нормальних умовах ($t=20\pm 2^\circ\text{C}$, $W>90\%$).

На рис.1 показана залежність зміни маси зразка (τ) в процесі експерименту.

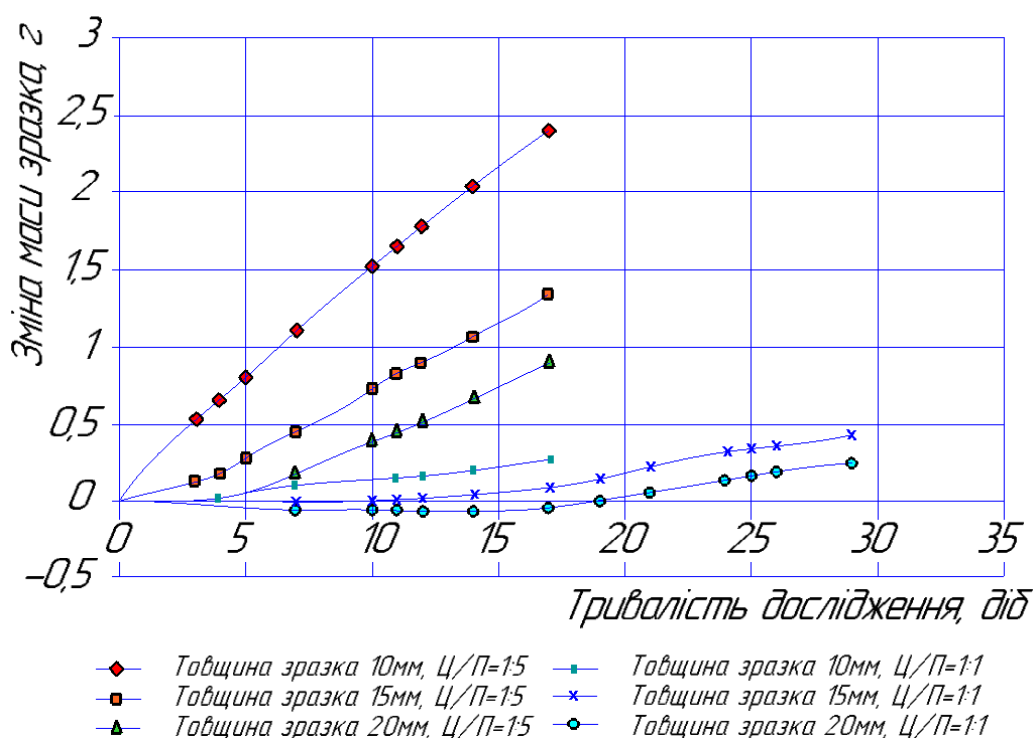


Рисунок 1 - Вплив складу і товщини зразків з цементно-піщаного розчину на зміну маси.

За отриманими даними був проведений розрахунок коефіцієнта паропроникності, μ , мг/(м ч Па), для всіх досліджених зразків з цементно-піщаного розчину. Результати розрахунку наведені в табл.1.

Таблиця 1 – Результати розрахунку коефіцієнта паро проникності.

Товщина зразка, мм	Коефіцієнт паропроникності μ , мг/(м·ч·Па)	
	для Ц/П=1:1	для Ц/П=1:5
10	0,016	0,040
15	0,013	0,046
20	0,018	0,045

Був проведений розрахунок опору паропроніцанію R, ч Па/мг, для всіх досліджених зразків, результати якого наведені в табл.2.

Таблиця 2 – Результати розрахунку опору паро проникності.

Товщина зразка, мм	Опір паропроникності R, (м ² ·ч·Па) /мг	
	для Ц/П-1:1	для Ц/П=1:5
10	0,625	0,230
15	1,126	0,339
20	1,119	0,424

Коефіцієнти паропроникності зразків з цементно-піщаного розчину практично не залежать від товщини в межах досліджуваної товщини. У той же час склад (Ц/П) розчину робить істотний вплив на паропроникність зразків, причому паропроникність зразків з Ц/П=1:1 в 3-3,5 рази нижче, ніж для зразків з Ц/П=1:5. Це може бути пов'язано з тим фактом, що в міру збільшення Ц/П відношення в розчині знижується пористість зразка.

Таким чином, в умовах експерименту товщина зразка з цементно-піщаного розчину не впливає на його паропроникність, зате істотно впливає його склад.

Список літератури

1. Юхневський П.І. Будівельні матеріали і виробі: Навч.посібник / П.І. Юхневський, Г.Т. Широкий. – Київ.: УП «Технопрінт», 2004, с.55-59.
2. Будівельне матеріалознавство. Підручник. Дворкін Л.Й., Лаповська С.Д. К.: Кондор-Видавництво, 2017. – 472 с.
3. Кривенко П.В., Пушкарьова К.К., Барановський В.Б., Кочевих М.О., Гасан Ю.Г., Константи́нівський Б.Я., Ракша В.О. Будівельне матеріалознавство: Підручник. — К.: «Видавництво Ліра-К», 2015. - 624 с.

ХАРАКТЕРИСТИКА ПІСКУ ЯК МАТЕРІАЛУ ДЛЯ ВИРОБНИЦТВА БЕТОНУ

В.О. Кирилюк, *ст. гр. Бі 19м,*
І.О. Скриннік, *доц., канд. техн. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Піски і пісчаники – один з найбільш поширених типів порід осадової оболонки Землі – складають приблизно п'яту частину загального її обсягу.

Значення пісків в житті людства важко переоцінити. З незапам'ятних часів вони використовувалися як будівельні матеріали, дорожні покриття, абразиви, сировина для виробництва скла і кераміки.

Піски більш ніж будь-який інший тип осадових порід, зберігають у своєму мінеральному складі ознаки вихідних материнських порід.

Піски можуть бути кварцовими і карбонатними. Можуть формуватися при руйнуванні граніту (кварцові) або як продукт хімічного осадження (оолітовий пісок) – рис 1.

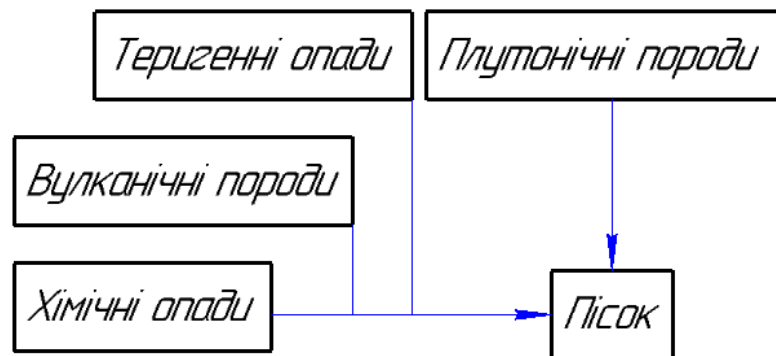


Рисунок 1 – Генезис піску

За умовами залягання піски поділяють на річкові, морські та гірські (яружні).

- річкові відрізняються невисоким вмістом глинистих частинок, але мають окатанну форму зерен, що зменшує зчеплення їх з цементним каменем в бетоні і, в кінцевому рахунку, знижує міцність бетону.

- гірські забруднені домішкою глини і вимагають промивання, проте мають незграбну шорстку поверхню зерен, що збільшує зчеплення компонентів в тілі бетону.

- морські піски часто мають домішки вапнякових зерен і уламків раковин, які легко руйнуються і можуть знизити міцність бетону.

Бажано застосовувати пісок з гострокутними зернами, так як він краще зчіплюється з цементним каменем, надаючи бетону високу міцність. У той же час цей пісок повинен бути якомога чистішим. Оскільки промивка піску складна і дорога, зазвичай вважають за краще річковий пісок. Взагалі ж вибір піску для бетону проводиться завжди з урахуванням всіх його властивостей і вартості.

У піску, як правило, є домішки, небажані в бетоні. Тому стандартами обмежується їх вміст.

Наявність в піску пилоподібних, глинистих і мулистих домішок (частинок розміром менше 0,05 мм) визначається зазвичай відмучуванням, що складається у відмиванні піску водою за певною стандартною методикою. Наважку сухого піску в посудині заливають водою і витримують 2 год, періодично перемішуючи. Через 2 хв після перемішування верхній шар води над піском зливають, додають чисту воду і продовжують промивку піску,

зливаючи забруднену і додаючи чисту воду до тих пір, поки вода над піском після перемішування не залишатиметься прозорою.

Після цього промитий пісок висушують до постійної маси, а вміст відмитих домішок (%) визначають за формулою:

$$P_{\text{отм}} = \frac{m - m_1}{m} \cdot 100, \quad (1)$$

де m - маса висушеного піску до відмучування, г;
 m_1 - маса висушеного піску після відмучування, г.

Зерновий склад піску визначають просіюванням сухого піску через стандартний набір сит. Висушену до постійної маси пробу піску просівають через сита з круглими отворами розмірами 10 і 5 мм. залишки на цих ситах зважують і обчислюють з точністю до 0,1% вміст в піску зерен крупністю 5-10 мм і вище 10 мм. з проби піску, що пройшов через зазначені сита, відважують 1000 г піску і просівають послідовно через набір сит з отворами розмірами 2,5; 1,25; 0,63; 0,315 і 0,14 мм. залишки на кожному ситі зважують і обчислюють:

а) приватний залишок на кожному ситі a_i , - як відношення маси залишку на даному ситі m_i до маси навішування m - з точністю до 0,1 % за формулою:

$$a_i = \frac{m_i}{m} \cdot 100 \quad (2)$$

б) повний залишок A_i на кожному ситі - як суму приватних залишків на всіх ситах з великим розміром отворів плюс залишок на даному ситі - з точністю до 0,1 % за формулою:

$$A_i = a_{2,5} + a_{1,25} + \dots + a_i \quad (3)$$

де $a_{2,5}, a_{1,25}, \dots, a_i$ — приватні залишки на ситах з великим розміром отворів, починаючи з сита з розміром отворів 2,5 мм, %; a_i -приватний залишок на даному ситі, %;

в) модуль крупності піску $M_{\text{кр}}$ (без фракцій гравію з розміром зерен крупніше 5 мм) — як приватне від ділення на 100 суми повних залишків на всіх ситах, починаючи з сита з розміром отворів 2,5 мм і кінчаючи ситом з розміром отворів 0,14 мм - з точністю до 0,1% за формулою:

$$M_{\text{кр}} = \frac{A_{2,5} + A_{1,25} + A_{0,63} + A_{0,315} + A_{0,14}}{100}$$

де $A_{2,5}, A_{1,25}, A_{0,63}, A_{0,315}, A_{0,14}$ — повні частки на ситах, %.

Зерновий склад піску в бетоні повинен відповідати кривій просіювання, обраної при проектуванні складу бетону в межах, зазначених нижче на графіку (рис.2), з урахуванням властивостей застосовуваних матеріалів і вимог до бетону і бетонної суміші.

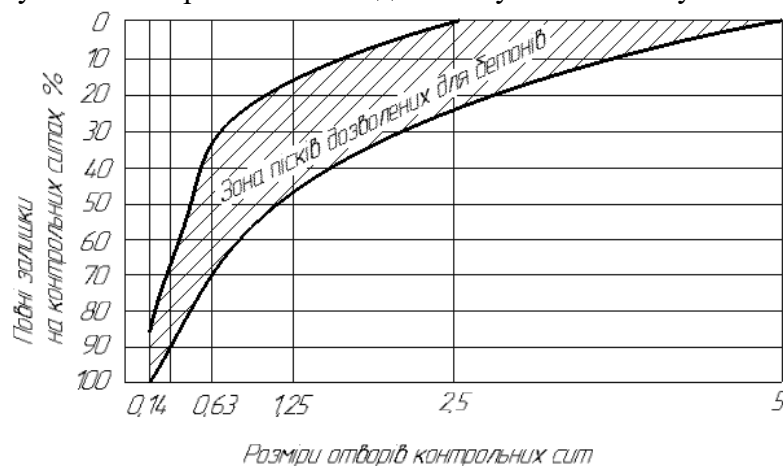


Рисунок 3 – Графік зернового складу піску

Залежно від зернового складу пісок поділяють на великий, середній, дрібний і дуже дрібний. Кожна група піску повинна відповідати показникам, зазначеним у таблиці 1.

Таблиця 1 – Класифікація пісків за крупністю

Група пісків	Повний залишок на ситі з сіткою №063, % по масі	Модуль крупності
Крупний	Більше 50	Більше 2,5
Середній	30-50	2,5-2
Дрібний	10-30	2-1,5
Дуже дрібний	Менше 10	1,5-1

Для бетону рекомендується застосовувати великий і середній пісок з модулем крупності 2-3,25. Якщо пісок не задовольняє вимогам нормативних документів, то його необхідно фракціонувати, тобто розсіювати на дві фракції - велику і дрібну, одержувані поділом вихідного матеріалу по граничному зерну, відповідному розміру отворів сит 1,25 або 0,63 мм, а потім змішувати ці фракції в співвідношенні, встановленому лабораторією. Фракціонований пісок слід поставляти у вигляді готової суміші.

Список літератури

1. ДСТУ Б А.1.1-55-94. Природні піски для виробництва будівельних матеріалів. Терміни та визначення.
2. ДСТУ Б В.2.7-32-95 Будівельні матеріали. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови.
3. Юхневський П.І. Будівельні матеріали і виробы: Навч. посібник / П.І. Юхневський, Г.Т. Широкий. – Київ.: УП «Технопрінт», 2004, с.55-59.

УДК 004.92

ДОСЛІДЖЕННЯ УМОВИ ВОЛОГООБМІНУ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ З НАВКОЛИШНІМ СЕРЕДОВИЩЕМ

**А.В. Машин, ст. гр. Бі 19м(1,4),
І.О. Скриннік, доц., канд. техн. наук**
Центральноукраїнський національний технічний університет

Методи розрахунку вологісного режиму огорожуючих конструкцій будівель були створені і отримали свій розвиток протягом останніх 70 років. Раніше на вологісний режим огорожуючих конструкцій не зверталось належної уваги головним чином через недостатній досвід застосування багатошарових конструкцій з теплоізоляційними шарами. Так, інженер

А.П. Серебровський (який отримав технічну освіту в Європі), описуючи конструкції стін холодильників, вказує на переваги і недоліки різних способів влаштування теплоізоляції стін корковими пластинами [1]. При цьому він повністю ігнорує можливість дифузії вологи в матеріалі стіни і конденсацію її всередині огорожі.

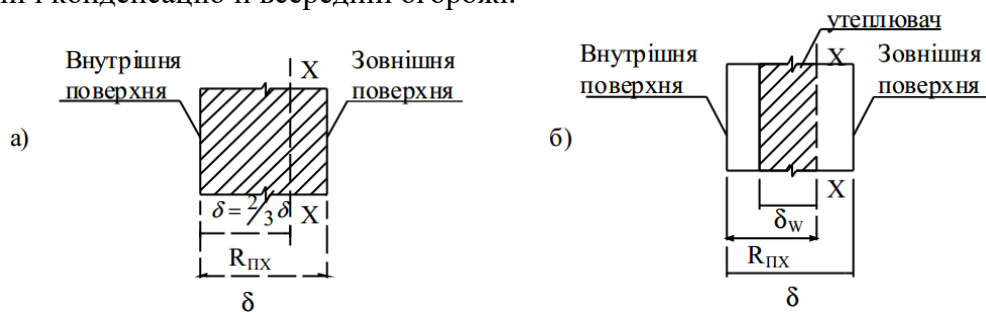


Рисунок 1 – Площина можливої конденсації в:

а – одношаровій, б – багатшаровій конструкції

Інженер А. С. Третьяков [2], детально розглядаючи причини появи вогкості в приміщеннях і заходи боротьби з нею, абсолютно не звертає увагу на вплив вологи на вологісний стан стін. Тим часом, одна з головних причин зволоження огорожувальних конструкцій - конденсація водяної пари в їх товщі, залишалася без уваги, хоча на таку можливість зволоження дисперсних середовищ (грунтів) вказував ще Аристотель: "...якщо над землею насиченою водяною паром повітря, охолоджуючись, згущується в воду, то і в землі, мабуть, завдяки розташованому в ній холоду відбувається те ж саме" [3].

У всіх відомих методах розрахунку вологісного режиму огорож будівель приймається, що вологообмін на поверхнях огорожі, що межує з навколишнім повітряним середовищем описується рівнянням:

$$G_n = \alpha_m \cdot (p_n - p_{пв}), \quad (1)$$

де: G_n - щільність потоку вологи, що випаровується з поверхні, кг / м²С;

α_m - коефіцієнт вологовіддачі, кг / (м² С Па);

$p_n, p_{пв}$ - парціальний тиск водяної пари, відповідно, на поверхні огорожі і в повітрі, Па.

Коефіцієнти вологовіддачі α_m залежать від вологості матеріалу і температури. Ці залежності неодноразово досліджувалися. В роботі [4] наведені рівняння, що дозволяють враховувати ці залежності при практичних розрахунках. К.Ф. Фокін [5] використовував постійні значення для α_m внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорож, у зв'язку з тим, що облік змінних α_m незначно впливає на результати розрахунків.

Рівняння (1) не враховує зволоження навколишніх конструкцій дощовою вологою. Цей недолік є загальним для розглянутих методів розрахунку вологісного режиму огорож.

При розрахунках вологісного режиму необхідно розраховувати температурний режим огорож. Враховувати при цьому добовий хід зовнішньої температури і вологості не представляється доцільним. Недоцільно також враховувати коливання температури і вологості повітря протягом місяця, тому що не може бути виявлено ніякої закономірності цих коливань [6]. У зв'язку з цим розрахунки проводяться з використанням середньомісячної температури і вологості зовнішнього повітря.

На температурний режим огорож впливають фазові переміщення вологи в матеріалах огорож. Це явище враховується тільки в методі В.І. Лук'янова [7]. Слід зазначити, що тільки в деяких специфічних випадках, що характеризуються інтенсивними процесами, тепломасопереносу, виникає необхідність проведення розрахунків з урахуванням впливу фазових перетворень вологи на температурний режим огорож.

Оскільки розрахунок температурного режиму огорож ведеться за середньомісячними температурами без урахування фазових перетворень вологи, то недоцільно розраховувати

нестационарний температурний режим огорож, тому що при переході з однієї середньомісячної температури на іншу, стаціонарний температурний режим в огорожах встановлюється протягом декількох діб. На доцільність такого підходу вказував К. Ф. Фокін. Такий же прийом використовують і в теорії сушіння. Так, Б.С. Сажин зазначає, що "залежність температури від часу можна не враховувати, якщо температура тіла стає рівномірною багато швидше, ніж його вологовміст" [8].

Стаціонарний температурний режим прийнятий у всіх відомих методах розрахунку вологісного режиму огорожувальних конструкцій, крім методу В.І. Лук'янова і А.Г. Переходженцева.

У більшості випадків такий підхід значно спрощує методику розрахунку, не приводячи до істотних похибок.

Виконано аналіз наукових робіт, присвячених дослідженням вологісного режиму огорожувальних конструкцій. Оцінка вологісного стану огорожувальних конструкцій в цих роботах заснована на методах, що опираються на модель переміщення водяної пари у конструкції при стаціонарних граничних умовах. Значний розвиток отримали методи розрахунку нестационарного вологісного режиму огорожувальної конструкції. У зв'язку з розвитком обчислювальної техніки з'явилася можливість створювати досить потужні програми, що дозволяють враховувати численні фізичні ефекти і проводити розрахунки для складних конструкцій. У той же час надійність таких розрахунків визначається коректністю вибору фізичних параметрів, що визначають вологоперенос в конструкції, головним чином, характеристиками стану і перенесення вологи в будівельних матеріалах.

Список літератури

1. Серебровский А.П. Промышленный холод и его применение при сохранении пищевых продуктов. - М., 1991. - 156с.
2. Третьяков А.С. Сырость и меры борьбы против нее в жилищах. // Инж.журн. 1996. - 4. - С. 311-347; 5. - С. 415-460.
3. Аристотель. Метеорологика. - Л., 1971.
4. Богословский В.Н. Строительная теплофизика. - М., 1992. - 416с.
5. Фокин К.Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий. 4-е изд. - М., 1983. - 288с.
6. Фокин К.Ф. Выступление на конференции "Сушка и увлажнение строительных материалов и конструкций". - М., 1988.
7. Лукьянов В.И. Нестационарный массоперенос в строительных материалах и конструкциях при решении проблемы повышения защитных качеств ограждающих конструкций зданий с влажным и мокрым режимом. Дис. докт. техн. наук. - М., МИИТ, 1994.
8. Сажин Б.С. Основы техники сушки. - М., 1994. - 320с.
9. Маляренко В.А. Основы теплофизики будівель і енергозбереження. – Харків: САГА, 2006.
10. Маляренко В.А., Герасимова О.М. Навчально-методичний посібник до практичних занять і самостійної роботи до курсу «Будівельна теплофизика» для студентів спец. 7092108 «Теплогазопостачання і вентиляція» денної і заочної форми навчання. – Харків: ХНАМГ, 2007.

МЕНЕДЖЕРСЬКА ЕТИКА НОВОВВЕДЕНЬ У БУДІВНИЦТВІ

В.В. Голуб, ст. гр. МК-17,

О.С. Хачатурян, ст. викл., канд. екон. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

У межах своїх управлінських дій менеджмент у будівництві зобов’язаний брати на себе розв’язання задач, пов’язаних із зовнішніми та внутрішніми конфліктами. Такі конфлікти виникають, якщо будівельні менеджери не можуть переконати в правильності та корисності чи, по меншій мірі, в нешкідливості своєї діяльності багаточисельні групи осіб: працюючих на будівельному підприємстві, акціонерів, політиків, профспілки, населення й т. д. [2]. Необхідність переконування в правильності важливих рішень, які приймаються при реалізації програм нововведень у будівництві, особливо глобального масштабу, сьогодні більш нагальна, ніж колиб то не було. Не минає дня без того, щоб засоби масової інформації не говорили про недостатню відповідальність у відношенні до суспільства та про підприємницьку етику.

Довгий час технічний і економічний прогрес не ставилися під питання, однак побочні наслідки, пов’язані з ними, стали настільки значними, що, так званій, прогрес перетворився в джерело небезпек, які важко піддаються контролю [1]. У зв’язку з розумінням цього факту в суспільстві виникла чуттєвість по відношенню до таких проблем і склалися захисні механізми, котрі реагують на небезпеки, які в більшій або меншій мірі здійснюють вплив на будь-які нововведення в будівництві й у цілому на підприємницьку діяльність у широкому розумінні цього слова.

Те, що здається сповна раціональним з точки зору економіки будівельного підприємства, може сьогодні стати для нього виключно небезпечним, якщо в результаті виникає ризик для інших. Слід дуже ретельно зважувати, чи доречний якийсь ризик, пов’язаний з досягненням певної економічної мети, й якщо так, то в якій мірі [3]. Для такої оцінки немає універсальних і непорушних критеріїв. З одного боку, такі критерії піддаються постійним змінам (переоцінка цінностей). З іншого боку, в суспільстві, побудованому на принципах плюралізму, в будь-якому випадку неможливо встановити загальноприйнятні етичні норми.

Інший шлях розв’язання конфліктів, пов’язаних з економікою, пропонує дискурсивна етика. Перед неможливістю встановлення загальноприйнятих етичних норм вона обмежується інституціоналізацією процедур, за допомогою котрих будівельне підприємство й усі ті, хто опиняється зачепленим у результаті прийняття підприємницьких рішень, можуть, керуючись голосом розуму, досягнути консенсусу.

За що можна взяти на себе відповідальність і який ризик можна на себе взяти у відповідності з принципами дискурсивної етики, може бути встановлено шляхом діалогу. На місце традиції, що полягає в спробах встановлювати мир у випадку виникнення конфліктів, сьогодні повинно прийти досягнення згоди між усіма зачепленими конфліктом особами відносно розв’язання питання, тобто досягнення консенсусу. Як засоби досягнення раціонального консенсусу пропонується систематична апеляція до голосу розуму на основі суворої аргументації всіх учасників конфлікту.

Оскільки шлях, який пропонується дискурсивною етикою, веде до визнання права голосу за партнерами по діалогу й по суті справи до залишення ними права на участь у прийнятті рішень відносно підприємницької стратегії, будівельні підприємства опираються тому, щоб виникла така можливість здійснення на них впливу. Однак ті втрати, котрі будівельне підприємство понесе при відмові від прийняття на себе зобов’язання обґрунтовувати та виправдовувати свої дії, можуть бути більшими, ніж уявна користь, яку воно отримає, так як неприйняття планів будівельного підприємства веде до виникнення серйозних конфліктів.

Слід також висловити сумнів у тому, що будь-яке будівельне підприємство зможе приймати участь у обговоренні питання про правильність і розумність того чи іншого рішення. Діалог, особливо його різновид, який задовольняє вимогам дискурсивної етики, вимагає від будівельних менеджерів значно більшого, ніж просто економічної кваліфікації. Від них вимагається скоріше компетенція в соціальній царині та здатність до участі в комунікації, й вони ніяк не зможуть задовольнитися роллю простого представника економічних інтересів, єдина задача котрого полягає в максимізації прибутку.

Будівельні менеджери зобов'язані враховувати суспільні наслідки своєї діяльності. Тому можна вважати повністю адекватним їх задачам, щоб вони перевіряли в дискусії пов'язані з ризиком проекти свого будівельного підприємства з точки зору їх здійснення. Тим самим вони не тільки з самого початку виключають ризик, який розв'язання несе з собою для інших зацікавлених осіб, одночасно вони виключають ризик прийняття неправильних підприємницьких рішень і здійснення невдалих капіталовкладень, тобто вони досягають більшої безпеки дій. Тим самим вони роблять вирішальний внесок у забезпечення підприємницького успіху.

Список літератури

1. Інноваційний менеджмент : навч. посібник / Л.І. Михайлова, О.І. Гудоров, С.Г. Турчіна, І.О. Шарко. – Вид. 2-ге, доп. – Київ: Центр учбової літератури, 2015. – 234 с.
2. Менеджмент в строительстве: Учебное пособие / Под ред. И.С. Степанова. – М.: Юрайт-М, 2005. – 540 с.
3. Основи менеджменту в будівництві: Навч. посіб. / Авт.: А.В. Безух, Н.О. Борисова, В.О. Прокопенко та інші; за ред. С.А. Ушацького. – К.: Наук. світ, 2004. – 167 с.

УДК:639.

ПЕРСПЕКТИВИ ТЕХНОЛОГІЙ ЗВЕДЕННЯ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД НА РИНКУ БУДІВНИЦТВА

І.О. Скриннік, доц., канд. техн. наук,

С.О. Джирма, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Новітні технології в будівництві сьогодні розвиваються дуже стрімко і зачіпають буквально кожну сферу людської діяльності. Хто володіє технологією, той і захоплює лідерство і в будівельному сегменті.

Женучись за споживачем виробники будівельних матеріалів і устаткування намагаються бути поперед у своїх конкурентів. Особливої уваги завжди заслуговують технології, що дозволяють значно зменшити рівень грошових витрат в галузі державного, корпоративного або приватного будівництва та комплексного зведення споруд. Таке виробництво пов'язане з певним ризиком. А саме зведення нових заводів, впровадження агрегатів і нових технологій у виробництві з використанням різних добавок не може не позначитися на загальному стані навколишнього середовища або на окремих її елементах. Варто лише замислитися над тим, не обійдеться така економія, в більш значущі витрати з усунення наслідків у майбутньому. Будівельні компанії, що надають своїх фахівців для зведення об'єктів, і виробляють ремонтні та монтажні роботи також перебувають у стані жорсткої конкуренції. Ними прикладаються всі зусилля, щоб у розпорядженні їхніх фахівців – будівельників була найсучасніша техніка та матеріали.

Ставки на досвід своїх працівників компаніям, що надають послуги в будівельній сфері, не зможуть себе виправдати. Тому як твердження що компанія роками вже займається укладанням матеріалів, які з'явилися недавно неможливо. Тому для просування на ринку новітніх технологій у будівництві. в хід йдуть самі різні рекламні акції, створення позитивного іміджу. Не дивлячись на рівень високої конкуренції, будівельних компаній на ринку не стає менше, а навіть, навпаки, з кожним роком їх кількість зростає, а спектр послуг розширюється. Але в погоні за цим вельми прибутковим бізнесом, ситуація для споживачів не поліпшується так як якість послуг помітно погіршився. Але саме так і стверджує кожна компанія, яка з'являється в сфері будівельних послуг. Якщо темпи будівельного бізнесу будуть розвиватися так і далі, то ринок буде просто перенасичений такими компаніями.

Список літератури

1. Матеріали і технології в сучасному будівництві [Текст] : підручник для учнів проф.-техн. навч. закладів / Є. К. Карапузов [и др.]. - К. : Вища освіта, 2006. - 496 с.
2. Организация и технология возведения зданий и сооружений [Текст] : учеб. пособие для студ. вузов, обучающихся по спец. "Промышленное и гражданское строительство" и "Городское строительство и хозяйство" направления подгот. "Строительство" / Р. А. Гребенник, В. Р. Гребенник. - М. : Высшая школа, 2008. - 304 с.

УДОСКОНАЛЕННЯ ТА АНАЛІЗ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВНИЦТВА ПРИ БЕТОНУВАННІ ТА ЗВЕДЕННІ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

І.О. Скриннік, доц., канд. техн. наук,

С.О. Джирма, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

У сучасних умовах одним з найважливіших напрямків науково-технічного прогресу в будівництві є використання ефективних методів бетонування конструкцій. Ефективність зведення монолітних стінових конструкцій та перекриттів залежить від обраного типу опалубних систем. Сучасна державна доктрина соціально-економічного розвитку Лівану відповідає загальносвітовим тенденціям, що полягають у прискорених темпах комплексного перетворення виробничої та соціальної сфери суспільства під впливом зростаючих темпів розвитку науки і техніки, впровадження нових форм організації виробництва та експлуатації, у тому числі подовження терміну експлуатації с цивільних будівель, економії енергетичних, матеріальних і трудових ресурсів, а також необхідності захисту біосфери перспективи використання власної сировинної бази для потреб будівництва. Проблема захисту бетону від поверхневих температур, впливів сонячної радіації можна реалізувати в розробці нових підходів до створення технологій улаштування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій. Найбільш перспективним на сучасному етапі є улаштування конструкцій в незнімній опалубці. Обґрунтовані перспективи на сучасному етапі для малоповерхового цивільного будівництва мають конструкції, що зводять в незнімній опалубці. Опалубка в даному випадку є не тільки формотворною системою, але і вирішує завдання щодо захисту від впливів середовища, підвищує характеристики міцності конструкції, раціоналізує режим твердіння бетону, на 35–60% знижує витрати праці на оздоблювальні роботи, виключає використання металомістких опалубних систем. Наукова і технічна статистика демонструє технічні переваги монолітних стін та перекриттів, виконаних у незнімних опалубках, наприклад, питома вага стінових конструкцій зменшується на 70% відносно зведених з цегли і на 15 % відносно зведених у знімних опалубках. Крім того, економічний ефект, отриманий за рахунок скорочення термінів будівництва при використанні незнімної опалубки, дозволяє зменшити вартість 1м^3 стіни на 24,6%. В той же час, теоретичні та прикладні дослідження характеризуються своєю незавершеністю, оптимізація організаційно-технологічних рішень у цьому науковому сегменті виконана недостатньо насамперед у частині комплексних досліджень з систематизації та визначення впливу дестабілізуючих факторів, що відображають специфічні особливості бетонування у незнімних опалубках, котрі впливають на міцність, технологічність зведення і довговічність конструкцій[1]. Потребують подальшого розвитку теоретичні дослідження з прогнозування техніко-економічних показників малоповерхового цивільного будівництва за рахунок застосування ефективних та науково обґрунтованих методик урахування впливу організаційно-технологічних факторів на параметр тривалості робіт з бетонування у незнімних опалубках.

Конструктивні та організаційно-технологічні рішення сучасних цивільних будівель характеризуються різноманітністю для окремих знакових та презентабельних об'єктів. На стадії формування знаходяться нормування та уніфікація ефективних методів будівництва. Встановлено, що у наукових джерелах за даною темою недостатньо представлений напрямок підвищення ефективності бетонних робіт у незнімних опалубках з використанням магnezіальних в'язучих[2]. Аналіз наукових досліджень показав, що способи бетонування вже розроблено, але відсутні експериментальні дані про фізико механічні властивості незнімних опалубок на магnezіальних в'язучих, про параметри ефективності організаційно-технологічних рішень їх використання, про вплив дестабілізуючих факторів на параметри технологічного процесу, про прогнозування техніко-економічних параметрів[3]. Учені з різних країн демонструють широке охоплення дослідженнями галузі оптимізації параметрів міцності бетонів. Роботи таких учених, як О.С. Анненкова, М.С. Коновалова, С.М. Анпілов,

С.А. Амбарцумян, С.С. Атаєв, В. А. Афанас’єв, Г.В. Бадеяна, Ю.М. Баженова, А.І. Білоконь, М.С. Болотських, Д.Ф. Гончаренко, А.Д. Єсипенко, М.Ю. Ізбаш, Т.С. Кравчуновська, О.Ф. Мацкевич, О.І. Менеїлюк, Г.М. Рязанова, А. Тахуми, Г.М. Тонкачєєв, В.І. Торкатюк, О.А. Тугай, І. Хаддаїн, В.К. Черненко, І.В. Шумаков та ін. показують, що раціоналізація параметрів бетонування у незнімних опалубках супроводжується комплексом специфічних особливостей, впливом дестабілізуючих факторів на техніко-економічні показники. Питання удосконалення конструктивних і технологічних рішень при зведенні конструкцій у незнімних опалубках досліджували також автори: Hall J.E., Mottram J.T., Kim G. B., Pilakoutas K., Waldron P., Malla A.P., Oliva M., Bae H., Bank L., Russell J., Yoo S.W., Papantoniou I.C., Papanicolaou C.G., Remy O., Verbruggen S., Wastiels J., Tysmans T., Scott B., Wahab N., Al-Mayah A., Khaled A. Soudki, VanderwerfPieter A., Veenendaal D., West M., Block P., Verbruggen S., Remy O., Wastiels J., Tysmans T. , Wrigley R.G. У більшості існуючих досліджень, методик і нормативних документів основна увага приділяється розробці конструктивних рішень та рішень з матеріалознавства у даному науковому напрямі, а організаційні та технологічні рішення відображені в меншому обсязі, що викликало необхідність подальшого удосконалення рекомендованих і розробки нових методів бетонування у незнімних опалубках.

Список літератури

1. Шумаков И. В., ЮнисБашир Н., Ассаад Мустафа. Технологическое обоснование перспектив каркасно-монолитного строительства Ливана. Науковий вісник будівництва : зб. наук. пр. Харків : ХНУБА. 2016. №1 (83). С. 52–57. (Особистий внесок: класифікація основних напрямків удосконалення методів каркасно-монолітного будівництва в умовах Лівану).
2. Проблемы технологии бетона [Текст] / Р. Лермит ; пер. В. И. Контовт ; ред. и предисл. А. Е. Десов. - Изд. 2-е. - М. : URSS, 2007. - 293 с.
3. Теплоізоляційні та гідроізоляційні роботи у будівництві [Текст] : [навч. посіб. для студ I-IV рівнів акредитації за напрямом підготов. 6.060101 "Будівництво" усіх форм навч. в умовах кредитно-модул. системи навч. процесу] / В. П. Кизима, В. В. Яковчук, О. В. Люльчик ; за ред. В. П. Кизими ; Нац. ун-т вод. госп-ва та природокористування, Каф. водогосп., пром. та цивіл. буд-ва. - Т. : Підручники і посібники, 2010. - 256 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ БУДІВЕЛЬНОЇ ТЕХНОЛОГІЇ ПРИ ПЕРЕНОСІ ТЕПЛОТИ ВІД КАСКАДУ ДО ШАРУ БУДІВЕЛЬНОГО МАТЕРІАЛУ В КИПЛЯЧОМУ ШАРІ

І.О.Скриннік, доц., канд. техн. наук,
Центральноукраїнський національний технічний університет

До теперішнього часу детально не вивчені закономірності структурно-гідродинамічних ефектів, що виникають при взаємодії киплячого шару з агентом сушіння, та ступінь впливу цих ефектів на інтенсивність процесу переносу теплоти. Відсутність теоретичних пояснень стосовно структури киплячого середовища та його гідродинаміки ускладнює створення моделі цієї взаємодії, без чого неможливо розробити методи інтенсифікації теплопереносу.

Тому при розробці моделі переносу теплоти виходимо з того, що значення коефіцієнта тепловіддачі α_{\max} від агента сушіння та поверхні каскаду до шару насипного матеріалу у зоні контакту "каскад – насипний матеріал" близьке за величиною як для киплячих, так і для рухомих шарів твердих частинок однакового розміру. Це обумовлено загальним фізичним механізмом переносу теплоти, що закладений в основу інтенсифікації зовнішнього теплообміну. Інтенсивність тепловіддачі від агента сушіння до частинок-насипного матеріалу у першу чергу визначається частотою зміни насипного матеріалу, котрі знаходяться на каскаді сушарки, та насипного матеріалу з основного об'єму шару, а спосіб генерації руху насипного матеріалу, з точки зору теплопереносу, відіграє другорядну роль. Крім того, в киплячому середовищі більші частинки- насипного матеріалу нижнього ряду, при безпосередньому дотику до каскаду мають лише одну точку контакту – з нагрівальною поверхнею, а контактом однієї з одною можна знехтувати, оскільки шар насипного матеріалу вже розріджений, тому і частинки між собою не контактують.

Таким чином, центральне місце у моделюванні зовнішнього теплообміну в дисперсних середовищах займає аналіз теплопередачі від нагрівальної поверхні каскаду сушарки до співударної з нею одиначної частинки насипного матеріалу, яка відіграє роль ефективного стоку теплоти. Насипний матеріал відбирає теплоту від агента сушіння та нагрівального елемента конструкції (каскаду). За основу приймається ідея загального теплового потоку, що передається від агента сушіння та каскаду до шару.

Через велику теплопровідність насипного матеріалу (наявність вологи зумовлює високу теплопровідність), порівняно з теплопровідністю агента сушіння частина теплоти, перенесеної від нагрітого каскаду до насипного матеріалу, проходить через площу дотику. Через площу дотику здійснюється передача теплоти (рис. 1.2). Градієнт температури в цьому зазорі набагато більший, ніж в об'ємі насипного матеріалу. Питома потужність теплового потоку від поверхні до насипного матеріалу збільшується зі зменшенням δ .

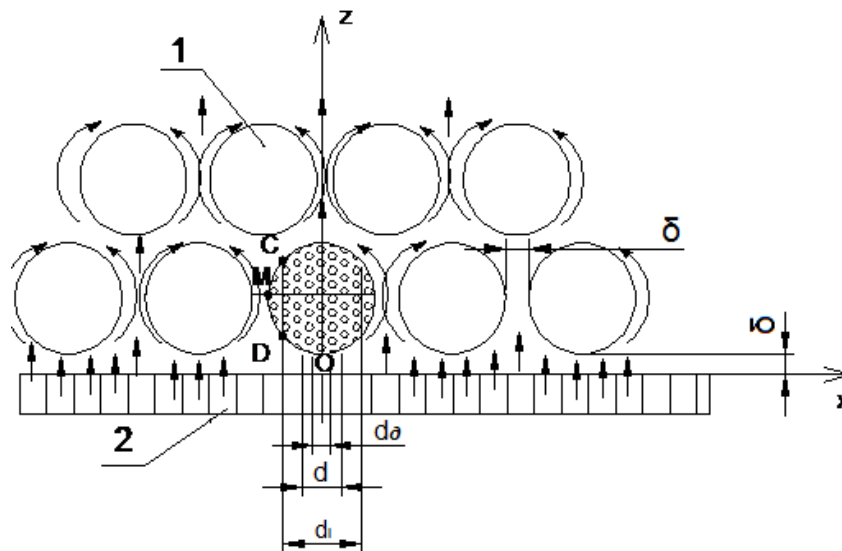


Рисунок 1 - Схема контакту частинки насипного матеріалу з каскадом:
1 – частинка; 2 – каскад

Біля плями контакту величина потужності теплового потоку q набуває найбільшого значення. Тому доцільно ввести поняття про градієнт температури в частинці- насипного матеріалу. Через велику теплопровідність насипного матеріалу тепловий потік інтенсивно розподіляється по на півсфері починаючи, від точки контакту. Питома потужність теплового потоку при віддаленні від плями різко зменшується, що призводить до відповідного зменшення температури. Таким чином, градієнт температури спрямований від зазору та тонкого поверхневого шару частинки-насипного матеріалу. За межами цього шару температура насипного матеріалу однакова, тобто рівномірно розподілена.

Таким чином, розроблена модель переносу теплоти з урахуванням структурних та гідродинамічних ефектів, що відбуваються навколо тіла у киплячому шарі. В основу моделі покладено експериментально визначений вплив пульсацій агента сушіння та частоти зміни частинок (обумовлених цими ефектами) у над каскадній зоні на тепловіддачу від частинки (насипного матеріалу) до всього шару. Причому враховано, що частинки забезпечують ефективний сток у місцях контакту. Тому тепловий потік від каскаду до киплячого середовища в першому наближенні прийняли пропорційним числу каскадів частинок на одиницю теплообмінної поверхні та насипного матеріалу.

Не дивлячись на ряд спрощуючих умов, запропонований механізм зовнішнього теплообміну дозволяє пояснити характер зміни від фізичних та режимних параметрів частинок та агента сушіння. Причому наявність максимального зовнішнього теплообміну в дисперсних середовищах доводить неможливість паралельної інтенсифікації переносу теплоти тільки за рахунок зміни швидкості ірозріджуючого агента. Результати числового експерименту доводять правомірність розробленої моделі, а отримані дані розрахунку не суперечать відомим.

Список літератури

1. Будівельне матеріалознавство: підручник / за ред. П.В.Кривенка, 2008.– 704 с.
2. Будівельні матеріали: підручник / П.В. Кривенко, В.Б. Барановський, М.П. Безсмертний та ін. / за ред П.В. Кривенка. – К.: Вища школа, 1993 – 389 с.
3. Дворкін Л.Й. Будівельноматеріалознавство: навч. посібник для студ. буд. спец. вузів / Л.Й. Дворкін. – Рівне: РДТУ, 1999. – 478 с.
4. Будівельне матеріалознавство. Курс лекцій і практикум: навчальний посібник / за ред. д.т.н., проф. Л.Й. Дворкіна. – Рівне, УДУВГП, 2002. – 366 с.

**МОДЕЛЬ ВЗАЄМОДІЇ З СЕРЕДОВИЩЕМ СИСТЕМИ
«МОЛОТ-НАГОЛОВНИК-ОБОЛОНКА-ГРУНТ»**

О.М. Кобзар, *ст. гр. БМО-17,*

В.І. Пантелесенко, *доц., канд. техн. наук*

ДВНЗ Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

С.О. Карпушин, *доц., канд. техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Актуальність теми. В останні роки істотний розвиток в будівництві отримали фундаменти з забивних блоків, або фундаменти-оболонки. Розроблено більше 10 типів конструкцій фундаментів-оболонки для різних ґрунтових умов.

При зануренні фундаментів-оболонки утворюється ущільнена зона з підвищеною міцністю, за рахунок чого істотно підвищується їх несуча здатність. Застосування фундаментів-оболонки дозволяє в 3...4 рази зменшити об'єм земляних робіт, майже повністю виключити опалубочні роботи у порівнянні зі звичайними стрічковими і пальовими фундаментами, зменшити затрати бетону в 2...2,5, металу в 1...2 рази, працемісткість і кошторисну вартість робіт нульового циклу на 40%.

Але процес занурення фундаментів-оболонки вивчений недостатньо добре з точки зору взаємодії з ґрунтом і ефективного використання копрового обладнання для їх занурення. Мало вивчені фізичні умови процесу занурення, зокрема дія різних параметрів копрового обладнання на ефективність процесу занурення.

Відсутні відомості про дію конструкції наголовників на перетворення удару молота в енергію руху фундаменту-оболонки. В той же час застосування фундаментів-оболонки являється широко розповсюдженим в практиці будівництва внаслідок простоти конструкції, прогресивних методів виробництва і високої культури будівництва. А тому дослідження, що направлені на розробку ефективного обладнання для занурення фундаментів-оболонки являються актуальними.

Мета і задачі дослідження. Підвищення ефективності копрової установки, що обладнана обладнанням для занурення фундаментів-оболонки, визначення основних параметрів обладнання і формування методики його розрахунку. У відповідності з поставленою метою сформульовані задачі дослідження:

- обґрунтувати динамічну модель взаємодії в системі "молот-наголовник-оболонка-ґрунт" при пружно-в'язкопластичному опорі ґрунту і встановити фізичну сутність даного процесу;

- розробити математичні моделі, котрі описують процес занурення фундаментів-оболонки в ґрунт і дозволяють виконувати дію різних факторів на ефективність занурення;

- розробити стендове обладнання і методику лабораторних і польових досліджень по встановленню якісної картини і кількісних залежностей процесу занурення фундаментів-оболонки;

- розробити і впровадити у виробництво обладнання для ефективного занурення фундаментів-оболонки і оцінити його техніко-економічну ефективність;

Методи дослідження. Дослідження проводилося з допомогою математичного моделювання динамічної системи "молот-наголовник-оболонка-ґрунт" і ґрунтуючись на теорії коливань механічних багато масових систем.

Експериментальні дослідження проводились у відповідності з багатофакторним плануванням експериментів з використанням тензометричних вимірів при допомозі стандартного обладнання і спеціально розроблених лабораторних стендів.

Огляд і аналіз конструкцій копрового обладнання і пальових наголовників, котрі використовуються для занурення паль і паль-оболонки показав, що для занурення фундаментів-оболонки доцільно застосовувати копрове обладнання на базі екскаваторів і

кранів.

Огляд наголовників показав, що серійне обладнання для занурення оболонок не виготовляється, а тому необхідні подальші дослідження для визначення основних раціональних параметрів обладнання для ефективного занурення оболонок в ґрунт.

Дослідження динамічного опору ґрунтів при зануренні в нього паль проводили Б.В. Бахолдін, Л.Я. Гінзбург, Д.Д. Баркан, і ін. Більшість дослідників динамічного опору ґрунту визначають його при допомозі коефіцієнта в’язкості.

В роботі Л.Р. Ставніцера встановлено існування критичної швидкості деформації ґрунту, при перевищенні якої величина реакції практично не залежить від швидкості його деформації. Б.В.Бахолдін, Л.Я. Гінзбург показали, що величина критичної швидкості відносно паль залежить від статичного опору ґрунту.

Нами обґрунтовані моделі взаємодії з середовищем системи "молот-наголовник-оболонка-ґрунт" (рис.1, а,б), а також розроблені математичні моделі процесу занурення в ґрунт фундаментів-оболонок (в подальшому оболонки).

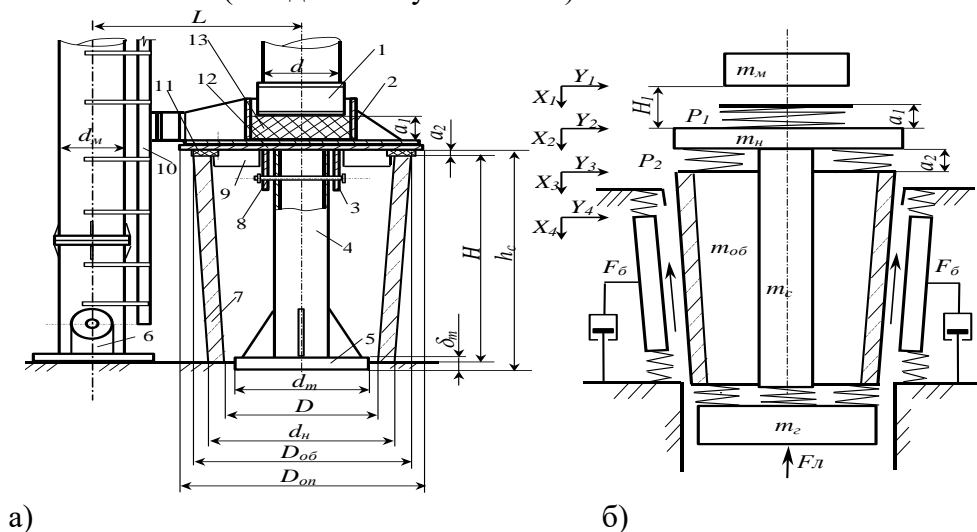


Рисунок 1 – Система "молот-наголовник-оболонка-ґрунт": а - реальна система; б- розрахункова схема: 1 - молот; 2 - наголовник; 3 - кондуктор; 4 - сердечник; 5 - трамбуюча плита; 6 - шогла; 7 - оболонка; 8 - палець; 9 - упори; 10 - направляючі; 11 - прокладка; 12 - передаюча плита; 13 - амортизатор.

Математична модель даного процесу представляє собою систему нелінійних диференціальних рівнянь, котрі складаються з рівнянь підсистем "молот-наголовник" і "оболонка-ґрунт", котрі необхідно вирішувати сумісно.

Список літератури

1. Хмара Л.А., Пантелеєнко В.И. Высокоэффективное оборудование для погружения фундаментов-оболочек в ґрунт.// Строительство, материаловедение, машиностроение. -Днепропетровск: ПГАСиА. - 2002.- Выпуск 15, Часть 3 - С.95-96.
2. Хмара Л.А., Пантелеєнко В.И. Погружение тонкостенных фундаментов-оболочек в ґрунтовое основание.// Всеукраїнський міжвідомчий збірник наукових праць Гірничі, Будівельні, Дорожні та Меліоративні машини. Випуск №58, Київ - 2002.-С.44-50.
3. Хмара Л.А., Пантелеєнко В.И. Исследование, разработка и создание высокоэффективного копрового оборудования для погружения фундаментов-оболочек // Сб. науч. тр. ХНАДУ Автомобильный транспорт, серия Совершенствование машин для земляных и дорожных работ. Выпуск 11, Харьков-2003.- С. 24-26.

**ПРОБЛЕМИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПЕРЕРОБКИ ВІДПРАЦЬОВАНИХ
АВТОМОБІЛЬНИХ ШИН В УМОВАХ КІРОВОГРАДСЬКОЇ ОБЛАСТІ**

І.В. Яковець, ст. гр. ГМ(ДМ)-19М,
В.С. Стороженко, ст. гр. ГМ(ДМ)-19М,
С.О. Карпушин, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

В.І. Пантелесенко, доц., канд. техн. наук ДВНЗ Придніпровська державна академія
будівництва та архітектури

В Україні не існує державної програми по утилізації автомобільних шин, а також крупних заводів по їх переробці. Можна зробити висновок, що українські підприємства і автомобілісти використовують шини нескінченно. Разом з тим за даними держкомстату в Україні річний приріст зношених шин коливається в межах 250–300 тис. т, з яких близько 72% складають шини з металевим кордом. Рівень утилізації шин в нашій країні, за різними оцінками, не перевищує 10%, при цьому рівень утилізації шин у більшості розвинутих країнах світу становить 70...90%.

В країнах Європейського союзу утилізація автомобільних шин регламентується Директивою ЄС «Про звалища». З 2003 р введено заборону на спалювання і захоронення шин в цілому виді з 2006 в розрізаному виді. Такі вимоги пояснюються фізико-хімічними властивостями автомобільних покришок: в природному середовищі розкладаються близько 100 років; при контакті с ґрунтовими водами відбувається вимивання ряду токсичних органічних сполук. При спалюванні шин, в атмосферу виділяються два небезпечних канцерогени – біфеніл і бензопірен. Саме після 2005 року можна спостерігати масовий імпорт з ЄС бувших у вжитку автомобільних шин до країн минулого СРСР.

Утворення значних об'ємів гумо-технічних відходів призводить до неорганізованого їх складування на звалищах чи неконтрольованого розсіювання у природному середовищі, що підвищує рівень екологічної небезпеки на прилеглих територіях в результаті потрапляння шкідливих речовин із шин у довкілля. Так, автомобільна шина при нагріванні сонячними променями починає інтенсивно виділяти в навколишнє середовище токсини. «Геніальним» рішенням є застосування відпрацьованих шин в якості малих архітектурних композицій для оздоблення дитячих майданчиків (рис.1)



Рисунок 1 – Застосування відпрацьованих шин для оздоблення дитячого майданчика.

В більшості Європейських країн підприємства з утилізації старих шин не є прибутковими і підпорядковуються державі. Вона виділяє кошти на їх утримання з бюджету на екологію. Мета - не заробити, а зберегти оточуюче середовище чистим і неушкодженим. Це зазвичай декілька станцій прийому, розкиданих по всій країні, з максимальною автоматизацією плюс спеціалізовані підприємства з ресайклингу. З кожної проданої шини відраховуються певний відсоток (податок) саме на утилізацію гумових відходів. Все, що

виробляється з утилізованих шин продається на потреби різних галузей, а отримані гроші йдуть знову в бюджет, що дозволяє час від часу знижувати «шинні» податки та збори.

Що отримують із старої гуми?

З перероблених відпрацьованих покришок отримують і виготовлюють:

- матеріали для будівництва швидкісних доріг; шумових бар'єрів і дорожніх відбійників (рис.2);

- готують основу для нових сміттєвих полігонів, коли закривають старі;

- використовують в облаштуванні спортивних полів, майданчиків, тенісних кортів, манежів для верхової їзди, велосипедних доріжок;

- нові автомобільні покришки шляхом часткового додавання гумової крихти;

- гумо-технічні вироби з частковим використанням продукту переробки;

- спеціалізовані покриття для дахів безпосередньо з гумової крихти;

- з/д шпали і підрейкові прокладки з пресованої гуми, переїзди через трамвайні колії;

- покриття для доріг шляхом додавання отриманої гуми в асфальт;

- декоративну плитку з гумової крихти методом вулканізації.

- мазут, що отримується методом піролізу (пічне паливо) служить прекрасним джерелом опалення;

- технічний вуглець (напівкокс), що може бути використаний як паливо для твердопаливних котлів;

- металобрухт у вигляді дроту легованої високо вуглецевої сталі з металевих кордів;

- газ метан.

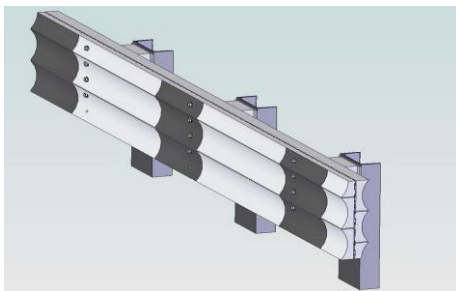


Рисунок 2 – Бар'єрне дорожнє огородження автомагістралей, де горизонтальними елементами є вивернуті назовні протекторні частини вантажних шин.

Одна автомобільна шина середніх розмірів є еквівалентом 30 літрів нафти.

До речі, питання утилізації автомобільних шин достатньо давня проблема, на вирішення якої направлено багато вітчизняних наукових робіт, що базуються на особистому ентузіазмі та бажанні зберегти довкілля для своїх дітей. Результати наукових досліджень можна представити схемою (рис.3).

Серед фізико-механічних способів утилізації автомобільних шин найбільш поширені бародиструкційна і технологія «Магнітного удару».

Технології базуються на механічному або електромагнітному ефекті відділення металевих кордів від гуми з її послідовним постадійним механічним подрібненням. Недоліками є висока енергоємність процесу, висока вартість та потреба у заводському обладнанні.

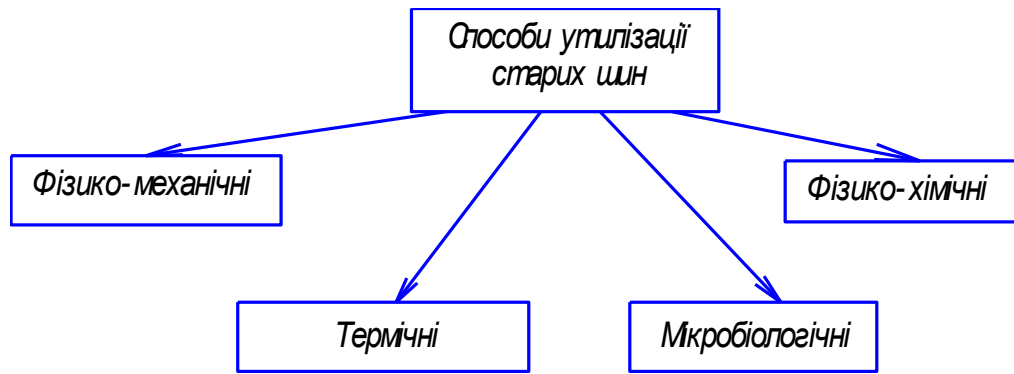


Рисунок 3 – Способи утилізації автомобільних шин.

До термічних способів відносять метод спалювання та метод піролізу, що полягає у нагріванні шин без доступу повітря при температурі 350-500⁰С у вуглеводневому середовищі. Дана технологія використовується у Вінницькій області. Із 1 тонни гумових відходів отримують наступну кількість продуктів:

1. Рідка фракція вуглеводневої сировини – 450-500 кг (вуглеводні насиченого та ненасиченого ряду C₅-C₃₀);
2. Тверда фракція вуглеводневої сировини – 350-410 кг (пірокарбон);
3. Газова фракція вуглеводневої сировини – 140-150 кг (газова складова: метан, СО та CO₂).

Схема установки для піролізної утилізації подрібненої гумової сировини наведена на рис.4.

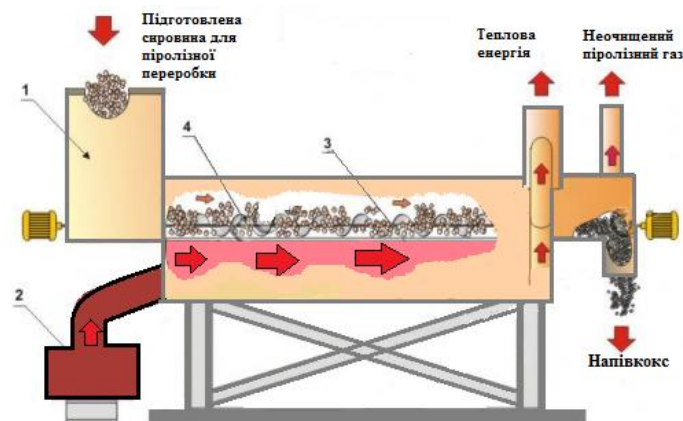


Рисунок 4 – Схема піроретортної установки для утилізації гумо-технічних виробів: 1 – завантажувальний бункер; 2 – паливник з турбіною; 3 – піролізна камера (реторта); 4 – шнековий транспортер.

Одним із способів утилізації шин є мікробіологічний, а саме деструкція суцільнолитих шин мікроскопічними грибами. Авторами [1, 2] встановлена найбільша ефективність використання мікроскопічних грибів, виділених з гумових субстратів. Процес розкладу супроводжується виділенням різкого неприємного запаху. До недоліків також можна віднести великий термін процесу утилізації та відсутність корисних і ліквідних продуктів після процесу утилізації.

Прикладом фізико-хімічного способу утилізації може бути розробка вчених однієї з Одеських компаній, що створили паро-термічний реактор, за допомогою якого структура автогуми змінюється у зворотному процесі, тобто з'являється синтетична нафта, газ та металевий корд.

В Кіровоградській області існує єдиний пункт прийому відпрацьованих автомобільних шин, який знаходиться поблизу м. Знам'янка. Це приватне, бездотаційне підприємство з кустарним обладнанням, яке здатне переробляти до 1 тони відпрацьованої сировини на добу методом піролізу. Вихідною сировиною є відпрацьовані автомобільні

шини (рис.5), що поступають на підприємство транспортом автовласників, власників шиномонтажних майстерень, інших підприємств. Їх прийом здійснюється безоплатно.



Рисунок 5 – Загальний вигляд місця зберігання шин, піролізної установки, складських і допоміжних приміщень.

Процес переробки шин наступний. З метою максимального завантаження реторти піролізної установки, на рис. 5 це ємність циліндричної форми сріблястого кольору, шини ріжуть стрічковою пилою, відділяючи боковини. Якомога щільніше заповнюють реторту та герметично її закривають, унеможливаючи доступ повітря. Запускають пальник і турбіну та з їх допомогою починають нагрівати реторту з матеріалом до температури 400-450°C. В процесі впливу температури без доступу повітря, матеріал шин розкладається на газ, вуглець і рідку складову. На рис. 6 показано вигляд твердої складової (напівкоксу) після виходу з реторти. Вона легко ламається від найменшого зусилля і тримається купи лише завдяки наявності металу корду.



а)



б)

Рисунок 6 – Тверда складова утилізації шин в піролізній установці - вуглець (напівкокс): а – відвал; б – загальний вигляд елемента напівкоксу, що руйнується в сипучий стан від найменшого зусилля.

В процесі роботи установки слід слідкувати за тиском газу, який постійно зростає, та вчасно і періодично знижувати його шляхом заповнення ємності для піролізного газу (метану). Підтримання температури 400...450°C відбувається до кінця виділення піролізного газу, що являється показником закінчення процесу піролізного розкладу партії вторинної сировини. Зливають рідку складову розкладу т.з. пічне паливо. Вимикають пальник і залишають установку охолоджуватися, після чого її розвантажують. Цикл повторюється. Установка працює за циклічною схемою роботи. Завантаження, нагрівання, процес розкладу, охолодження і розвантаження займає 24 години. Готовим до реалізації є рідка складова - пічне паливо. Продаж газоподібної складової ускладнений – потрібна ліцензія, обладнання для подальшої очистки, умови для зберігання, виконання умов з протипожежною безпеки і т.д.

Слід зауважити, що процес піролізу вибухонебезпечний. Випадкове потрапляння повітря в нагріту реторту провокує неминучий вибух.

Суша складова – напівкокс є паливом для пальника піролізної установки та сировиною для виготовлення паливних брикетів (рис.7).

Обслуговує роботу установки без автоматичного контролю дві людини.



Рисунок 7 – Паливні брикети отримані в результаті утилізації зношених автомобільних шин

Список літератури

1. ДСТУ 9.049 – 91«Полімерні матеріали та їх компоненти. Методи лабораторних досліджень на стійкість до взаємодії пліснявих грибів – Введ. 28. 12. 91.
2. Суббота А. Г. Грибное поражение резинотехнических изделий / А. Г. Суббота, А. И. Чуенко, Л. Т. Наконечная / IV Міжнародна науково-практична конференція (Алушта, 8 – 12 вересня 2008 р.): Зб. статей. – Харків: Райдер, 2008. – 1. – С. 114 - 119.

УДК 004.651+502.5

ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНИХ СИСТЕМ НАВІГАЦІЇ ПРИ СКЛАДАННІ ЕКОЛОГІЧНИХ КАРТ

А.А. Тихий, канд. техн. наук, доцент

А.К. Марченко, студентка гр.ЕО-19

Центральноукраїнський національний технічний університет

Система глобального позиціонування GPS знайшла широке застосування в геодезії та картографії і, зокрема, для складання екологічних карт. Специфікою екологічних карт є відображення ними екологічної обстановки для певного регіону. Екологічні карти поділяють на інвентаризаційні, оціночні, прогнозні та рекомендаційні [1, 2]. На них наносяться зони екологічних катастроф, екологічно небезпечні об’єкти, радіаційний стан, зони забруднення ґрунту тощо.

Розглянемо можливості використання GPS на прикладі створення екологічної карти стихійних сміттєзвалищ.

Забруднені території знаходяться переважно осторонь від житлових кварталів, тому часто неможливо ідентифікувати їх місцезнаходження за допомогою адреси. Тому фіксувати місця таких об’єктів на карті зручно за допомогою точних географічних координат з подальшим занесенням до бази даних. Точність визначення місця за допомогою сучасних GPS складає до 10-15 м, а деяких сучасних систем типу Intel Edison – до 2 см.

Сучасні засоби навігації, наприклад програми-додатки до смартфонів, дозволяють досить швидко і точно установити географічні координати на місцевості. Наприклад, додаток GeoLine 1.2 для Android [3] має можливість отримання координат в різних системах, зберігання отриманих координат точок на мобільному пристрої, визначення відстані між будь-якими точками місцевості, обчислення площі та периметра полігону з заданих точок, нанесення на карту отриманих точок.



Рисунок 1 - Прилад для визначення географічних координат високої точності
GPS Spectra Precision Epoch

GPS Vizualizer - безкоштовний інтернет-сервіс, який допомагає створювати карти місцевості, ґрунтуючись на даних GPS.

Для створення електронної екологічної карти регіону можна застосувати програмне забезпечення "Професійна ГІС Карта 2011" - універсальна геоінформаційна система, що має засоби створення та редагування електронних карт, виконання різних вимірів і розрахунків, оверлейних операцій, побудови 3D моделей, обробки растрових даних, засоби підготовки графічних документів в електронному та друкованому вигляді, а також інструментальні засоби для роботи з базами даних.



Рисунок 2 - GPS прилад для вимірювання площі ГеоМетр S7

Розроблена в Україні, екологічна карта активно працює та поповнюється новими операційними задачами та можливостями [5]. Зокрема, створено додаток для системи Android, що дозволяє користуватися екологічною картою на телефонах, планшетах та інших мобільних пристроях. Тепер достатньо зробити фото на місці подій зі свого смартфона, і воно автоматично завантажиться на карту разом з GPS координатами місця, при підключенні до глобальної мережі.

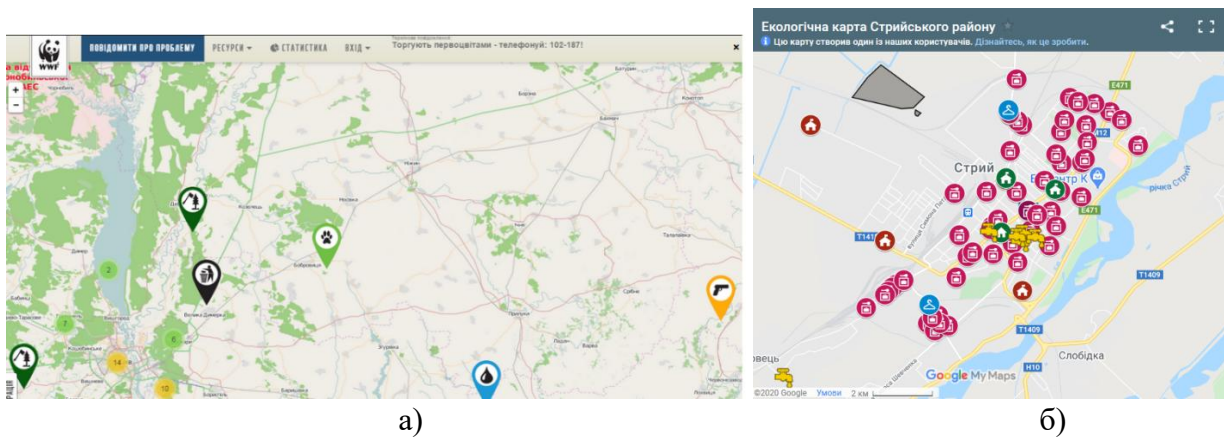


Рисунок 3 – Електронні екологічні карти:
а) України; б) Стрийського регіону

Цінністю перерахованих засобів є можливість отримання унікальних електронних карт для екологічних об'єктів різних типів, складання динамічних екологічних карт, які відображають актуальну інформацію з екологічної обстановки у певному регіоні, відстеження змін, що відбуваються, тенденцій розвитку екологічних явищ, оперативного нанесення на карти нових екологічних небезпек та вилучення з карт небезпек, що усунені, нейтралізовані.

Список літератури

1. Экологические карты <http://eco63.ru/ekologicheskie-karty-cto-eto>
2. Геоінформаційні технології в екології: Навчальний посібник / Пітак І.В., Негадайлов А.А., Масікевич Ю.Г., Пляцук Л.Д., Шаповров В.П., Моїсєєв В.Ф. – Чернівці. 2012.– 273с.
3. Программы android для геодезии. <http://tftaih.webnode.ru/news/programmy-android-dlya-geodezii/>
4. Марченко К.М. Вибір та організація програмного забезпечення екологічного моніторингу Кіровоградського регіону. Наукові записки, вип. 19, Кіровоград: КНТУ, 2016. - С. 154-158.
5. Екологічна карта України: підсумки роботи за півтора роки. <https://wwf.ua/?253991/Ecomap-15year-report>

УДК 69.00176(075.8)

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ДОДАТКІВ-МОДИФІКАТОРІВ НА ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНІВ ПРИ ЗВЕДЕННІ ПРОМИСЛОВИХ ОБЄКТІВ ТА СПОРУД

В.В. Яцун, доц. канд.техн.наук

О.В. Горпинченко., канд. екон. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Для регулювання властивостей бетонної суміші та затверділого бетону, а також для економії цементу останнім часом все ширше використовують хімічні добавки різного функціонального призначення, що забезпечують підвищення рухливості бетонної суміші, зменшення кількості води замішування, збільшення ранньої та кінцевої міцності, покращення будівельно-технічних та експлуатаційних характеристик в’язучих матеріалів [1, 2, 3, 4].

Фізико-хімічне модифікування властивостей бетонної суміші та бетону за рахунок використання хімічних добавок різної природи та призначення стало основним напрямком у розв’язанні проблем сучасного монолітного будівництва [5, 6, 7, 8]. Суть процесу модифікування полягає у введенні до складу в’язучого хімічних добавок - поверхнево-активних речовин, електролітів, штучних полімерів, які впливають на процеси гідратації та структуроутворення в’язучого при замішуванні його водою.

У зв’язку з цим, досліджено вплив хімічних добавок-модифікаторів різної природи на реологічні властивості та міцність портландцементу. Відомо [1, 8, 9], що найпоширенішими регуляторами реологічних властивостей цементних систем є поверхнево-активні речовини – пластифікатори та суперпластифікатори.

З метою визначення пластифікуючої дії добавок досліджено їх вплив на розплив цементно-піщаного розчину (Ц:П=1:2) при В/Ц=0,4. Для регулювання реологічних властивостей портландцементу, використано такі хімічні добавки-модифікатори, як лігносульфонат технічний (ЛСТ), С-3, полікарбоксилати та інші речовини.

Додаток ЛСТ виявляє пластифікуючий ефект. Так, при В/Ц=0,4 розплив стандартного конуса зростає до 142 мм та 157 мм відповідно при введеному ЛСТ 0,25 та 0,5 мас.%. Це дозволяє зменшити кількість води

замішування на 7-20%. Разом з тим, слід відзначити, що додаток ЛСТ суттєво знижує міцнісні характеристики цементного каменю, особливо в ранній період, що зумовлено створенням на поверхні зерен портландцементу плівки, яка екранує зерна і сповільнює процес їх гідратації [10]. Тривалість сповільнення процесу гідратації портландцементу залежить від товщини плівки, що утворюється на зернах, а товщина плівки залежить від концентрації додатку.

При введенні до складу цементно-піщаного розчину суперпластифікаторів типу С-3 спостерігається суттєве збільшення розпливу конуса, при цьому водоцементне відношення зменшується на 12-25%. За рахунок значного зменшення кількості води замішування створюються умови для розвитку щільної структури цементного каменю, що призводить до зростання міцності в’язучого при введенні добавок-суперпластифікаторів.

Найкращим пластифікуючим ефектом характеризуються суперпластифікатори, проте вони є дорогим продуктом. Тому з метою зниження вартості в подальших дослідженнях використано поширені та недорогі пластифікатори ЛСТ.

Проте слід відзначити, що у монолітному будівництві, де на перший

план виступає рухливість бетонної суміші, не виявляється дія таких добавок-ПАР як С-3, яка полягає у прискоренні набору міцності за рахунок зменшення кількості води. У зв’язку з цим, виникає необхідність активізувати процес тверднення портландцементів в умовах

підвищеної рухливості бетонної суміші.

Одним з ефективних способів інтенсифікації тверднення портландцементів є введення хімічних додатків-електролітів у якості прискорювачів тверднення [1]. У даній роботі вивчали вплив електролітів натрію тіосульфату та роданіду системи «Релаксол» на кінетику набору міцності портландцементу. Для порівняння використано традиційні прискорювачі – натрію сульфат та кальцію хлорид.

Аналіз отриманих результатів (табл. 1) показує, що введення сульфату натрію в кількості 1-2 мас.% до складу цементно-піщаного розчину (Ц:П=1:2) сприяє зростанню ранньої міцності в 1,7-2,0 рази.

Як показали результати випробувань, введення додатку кальцію хлориду забезпечує підвищення міцності в'язучого через 2 доби в 1,4-1,6 рази. Введення додатків нового типу на основі натрію тіосульфату та роданіду призводить до суттєвого зростання ранньої міцності в'язучого. Так, введення 1 мас.% $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$ та 1 мас.% NaCNS до складу портландцементу сприяє збільшенню міцності через 2 доби тверднення відповідно у 2,7 та 2,1 рази. При дозуванні модифікаторів у кількості 2 мас.% спостерігається підвищення ранньої міцності у 3,2 та 2,5 рази відповідно з додатками $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$ та NaCNS , при цьому забезпечується незначний пластифікуючий ефект, що сприяє зменшенню кількості води замішування. Наведені дані показують, що додатки натрію тіосульфату та роданіду суттєво інтенсифікують процеси тверднення портландцементів, що дозволяє використовувати їх в якості ефективних прискорювачів.

Таблиця 1 - Вплив додатків-пластифікаторів на реологічні властивості та міцність бетону (Ц:П=1:2)

Вид додатку	Кількість додатку, мас.%	РК*, мм	В/Ц**	Границя міцності при стиску**, МПа, у віці, діб		
				2	7	28
ПЦ П/А-Ш-400						
б/д		110	0,40	10,5	27,1	46,2
пластифікатори						
ЛСТ	0,25	142	0,37	9,3	24,3	39,3
	0,50	157	0,32	1,5	20,2	37,3
суперпластифікатори						
SP100	0,25	165	0,35	11,3	33,4	52,6
	0,50	178	0,33	15,2	40,3	67,0
Febmix	0,04	144	0,34	12,8	21,3	23,4
	0,3	182	0,31	12,1	21,6	38,8
Амкероз	0,5	156	0,32	8,5	29,5	49,3
	1,0	175	0,30	8,4	26,3	48,6
Stachment N	1,0	178	0,31	18,1	32,4	50,1
ПЦ І-500						
б/д	-	112	0,4	24,2	42,4	61,2
С-3	0,5	150	0,36	25,1	48,4	70,1
	1,0	186	0,33	34,8	50,0	77,5
Betomix	0,8	148	0,34	22,6	43,2	66,8
	2,0	166	0,33	20,1	45,3	53,4
Remix	0,8	117	0,39	23,0	40,1	54,8
	2,0	153	0,35	23,9	40,4	58,8

*- при В/Ц=0,4; ** - при РК=106-115 мм

Як видно з рис. 1, суттєве зменшення водовмісту цементного каменю відбувається при твердненні в повітряно-сухих умовах, що складає особливу небезпеку при спорудженні

монолітних конструкцій у літній період. Так, цементний камінь з В/Ц=0,3 втрачає 37% води до 7 діб тверднення, у подальші терміни до 28 діб відбувається незначний приріст водовмісту на 1,5%. Особливо значне зниження водовмісту проходить у камені з вихідним В/Ц=0,5, що зумовлено наявністю значної кількості вільної незв’язаної води, яка швидко випаровується. Так, зниження водовмісту системи в період до 7 діб становить 40,4%, потім до 28 діб спостерігається незначний приріст на 1,2%. Введення додатків натрію тіосульфату та роданіду сприяє водоутримуючій здатності цементного каменю, що забезпечує помірне протікання процесів гідратації портландцементу в нормальних та повітряно-сухих умовах і усуває виникнення деформацій, що пов’язані з втратою вологовмісту в початковий період.

Таблиця 2 - Вплив додатків-електролітів на реологічні властивості та міцність бетону (Ц:П=1:2)

Вид додатку	Кількість додатку, мас.%	РК, мм (В/Ц=0,4)	В/Ц (РК=106-115 мм)	Границя міцності при стиску, МПа, у віці, діб		
				2	7	28
-	-	110	0,40	10,5	27,1	46,2
Na ₂ SO ₄	1,0	108	0,40	18,3	32,3	45,9
	2,0	108	0,40	20,0	33,8	48,3
	1,0	106	0,40	15,3	30,8	44,8
CaCl ₂	2,0	108	0,40	16,6	33,0	46,4
	1,0	125	0,37	28,1	50,8	53,4
Na ₂ S ₂ O ₃	2,0	127	0,37	33,2	49,8	37,8
	1,0	122	0,38	21,6	38,9	46,4
NaCNS	2,0	125	0,37	26,2	44,2	50,8

Встановлення закономірностей направленою регулювання параметрів цементних систем на стадії взаємодії цементу з водою є обов’язковою умовою створення бетонів з заданими будівельно-технічними властивостями. Суттєвий вплив на структуроутворення цементних систем і формування структури цементного каменю має характер модифікування продуктів гідратації цементу. Змінюючи дисперсність кристалів-зародків шляхом адсорбційного модифікування, можна керувати міцністю кристалізаційних структур, тобто підійти до розв’язання основної проблеми технології бетонів - одержання матеріалів з заданими структурою і властивостями [11, 12, 13].

Одним із шляхів модифікування цементного каменю є використання хімічних додатків. Підбираючи вид та кількість додатку, можна направлено впливати на фазовий склад та мікроструктуру цементного каменю та регулювати процеси структуроутворення в’язучих систем.

Солі натрію – традиційні прискорювачі - характеризуються високою розчинністю, що дозволяє змінювати властивості рідкої фази при твердненні портландцементу.

Разом з тим, монолітне будівництво вимагає використання високорухливих бетонних сумішей, бетону з високими експлуатаційними характеристиками, який характеризується швидким набором міцності. Основою одержання високоякісних в’язучих матеріалів є розробка комплексних поліфункціональних органічно-мінеральних модифікаторів, які ефективно діють на всіх етапах від приготування бетонної суміші до роботи затверділого бетону. Як правило, такі добавки містять поверхнево-активні речовини та прискорювачі тверднення.

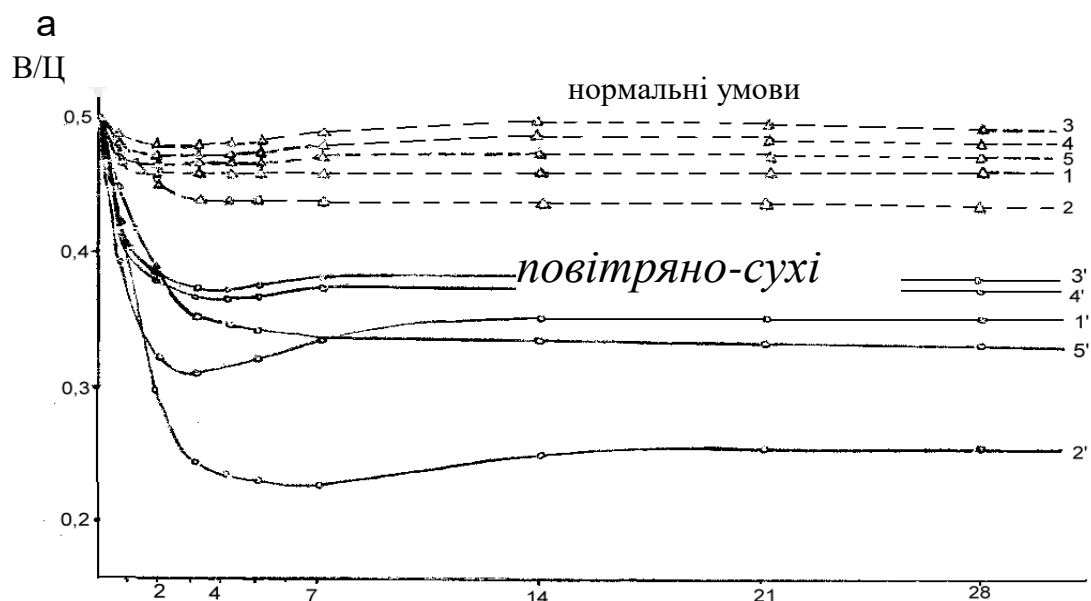


Рисунок 1 - Зміна вологовмісту портландцементного каменю з додатками-модифікаторами при В/Ц=0,3 (а) і В/Ц=0,5 (б): 1-5 – відповідно без додатків; з додатками 0,2 мас.% ЛСТ; 1 мас.% $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$; 1 мас.% NaCNS ; 1,2 мас.% KM .

Список літератури

1. Афанасьев Н.Ф., Целуйко М.К. Добавки в бетоны и растворы. - К.: Будівельник, 1989.- 128 с.
2. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. - М.: Стройиздат, 1990. - 396 с.
3. Добавки в бетоны, твердеющие на морозе / М.А. Саницкий, И.В. Шихненко, Л.А. Вандаловская, С.В. Жерновой // Строительные материалы и конструкции. - 1993. - № 1. - С. 11.
4. Кривенко П.В. Лужні цементы: термінологія, класифікація, галузі застосування // Будівельні матеріали і конструкції. - 1995. - № 1. - С. 23-24.
5. Батраков В.Г. Состояние и перспективы применения бетонов с суперпластификаторами и комплексными модификаторами на их основе // Технология и долговечность железобетонных конструкций. - 1983. - № 6. - С. 39-45.
6. Миронов С.А., Лагойда А.В. Бетоны, твердеющие на морозе. - М.: Стройиздат, 1975. - 264 с.
7. Мхитарян Н.М., Бадеян Г.В., Малацидзе Э.Г. Некоторые проблемы и направление развития жилищно-гражданского строительства в современных экономических условиях // Строительные материалы и изделия. - 2002. - № 5. - С. 9-11.
8. О фазообразовании цемента при его твердении / З.А. Естемесов, Т.К. Султанбеков, Н.А. Васильченко, Г.З. Шаяхметов // Цемент. - 2000. - № 3. - С. 32-35.
9. Саницкий М.А. Некоторые вопросы кристаллохимии цементных минералов. - К.: УМК ВО, 1990. - 64 с.

10. Кривенко П.В. Современные проблемы долговечности бетона: состояние и перспективы // Будівельні конструкції. – Вип. 56. - К.: НДІБК. - 2002. - С. 15-27.
11. Волженский А.В. Минеральные вяжущие вещества. - М.: Стройиздат, 1986. - 464 с.
12. Ba H., Huang Z., Lui Z. Study of hydration kinetics of C3S in NaNO₂ solution at negative temperature // Proceedings of II international workshop “Frost resistance of concrete”. – Essen (Germany). - 2002. - P. 81-86.
13. Alkali-activated Portland cement binders and concrete with fly-ash additives / M. Sanitsky, G. Shevchuk, P. Chaba, T. Markiv. - V. 2. – Weimar (Germany). - 1997. - P. 0071-0079.

УДК 528.3

ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ СУПУТНИКОВИХ НАВІГАЦІЙНИХ СИСТЕМ GPS ПРИ ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБОТАХ НА БУДІВНИЦТВІ

А.А. Тихий, канд. техн. наук, доцент
А.О. Діброва, студентка гр.БІ-20СКЗ

Центральноукраїнський національний технічний університет

Сучасні технології супутникового позиціонування активно впроваджуються в різноманітних видах будівельних робіт, пов'язаних з визначенням координат. Застосування даної технології для інженерних потреб вимагає ретельного вивчення конкретних обставин. При наявності пунктів державної геодезичної мережі в безпосередній близькості і відкритій місцевості, створення інженерних геодезичних мереж ефективніше за традиційні способи із застосуванням тахеометрів або теодолітів (рис.1). Проте в умовах відсутності поблизу пунктів з геодезичними відмітками, доцільно використовувати технології супутникового позиціонування.

Підготовка технічного плану і фасадна зйомка просто не може бути здійснена людьми, що не володіють певними знаннями і досвідом роботи. Для досягнення точного результату в геодезії застосовується сучасне обладнання, користуватися яким можуть лише фахівці. Насьогодні геодезія є невід'ємним етапом дослідження місцевості для будівництва різних об'єктів, що здійснюється перед його початком.



Рисунок 1 - Електронний тахеометр

У сучасному світі всюди впроваджуються нові технології, і геодезія не стала винятком із цих правил. Тому, зараз можливо проводити найрізноманітніші вимірювання навіть без зорового контакту і з максимальною точністю, незалежно від погодних умов. Новітня техніка дозволила мінімізувати участь людини в процесі. Тому похибка у вимірах практично відсутня [1].

Замовник може замовити відразу кілька необхідних послуг, що дозволяє значно заощадити свій час:

- геодезичні вимірювання опадів і деформацій;
- підготовку детального технічного плану;
- створення знімальної основи;
- детальна зйомка комунікацій під землею.

В основі визначення координат GPS-приймача лежить обчислення відстані від нього до декількох супутників, розташування яких вважається відомим (рис.2). Координати рухомого оператора визначаються за допомогою стандартного навігаційного GPS-приймача, вбудованого в термінал користувача.



Рисунок 2 – GPS-приймач

Створений для системи GPS навігаційний приймач сигналів, складається з модуля-приймача і малогабаритної антени з малошумним підсилювачем. Модуль-приймач випускається у вигляді автономного пристрою з вбудованими джерелами живлення та у вигляді окремої плати, вбудованої в абонентський термінал. Використовуючи власну мініатюрну антену, пристрій автономно обчислює географічні координати і всесвітній час (UTC) по навігаційним сигналам. Зафіксувавши сигнал, навігаційний приймач автоматично обчислює координати об'єкта, швидкість сигналу і всесвітній час та формує звіт [2]. Після чого сформовані дані про місцезнаходження об'єкта передаються по супутниковій мережі

зв'язку в диспетчерський пункт. Пристрої навігації відрізняються кількістю каналів приймачів, швидкісними характеристиками оновлення даних, часом обчислень, надійністю і точністю визначення координат [3].

Використання в будівництві супутникових методів GPS має такі переваги:

- висока оперативність та точність передачі координат на різні відстані;
- високий рівень автоматизації робіт та простота використання;
- розташування геодезичних пунктів в місцях сприятливих для їх збереження, адже не потрібна взаємна видимість між пунктами, що вплине на вартість геодезичних знаків;
- зниження густини вихідної геодезичної основи.

При створенні будівельних геодезичних мереж, важливо їх зрівнювати, тобто отримати адекватні результати, враховуючи можливі похибки вимірювань, що можуть бути виправлені при обробці. При цьому точність всіх параметрів стане вищою.

Список літератури

1. Антонович К.М. Метод контроля кодовых и фазовых псевдодальностей в пространстве координат [Текст]/К.М. Антонович, Н.С. Косарев // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2012. – №2/1. – С. 11–15.
2. Garmin, Руководство пользователя [Электронный ресурс]. – Режим доступа <https://www.garmin.com/>.
3. Маркузе Ю.И. Теория математической обработки геодезических измерений. / Ю.И. Маркузе, В.В. Голубев. – М.: Академический проект: Альма Матер: Учебное пособие для вузов, 2010. –247 с.

УДК 624.131.31

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ БУРОІНЄКЦІЙНИХ ПАЛЬ ДЛЯ ҐРУНТІВ З РЕОЛОГІЧНИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ

А.А. Тихий, канд. техн. наук, доцент

С.М. Ковальова, студентка гр.БІ-19МЗ

Центральноукраїнський національний технічний університет

Підвищені вимоги до забезпечення експлуатаційної надійності будівель і споруд обумовлені, по-перше, значним підвищенням експлуатаційних і технологічних навантажень на ґрунт, викликаних збільшенням ваги і поверховості будівель, по-друге, освоєнням складних інженерно-геологічних майданчиків [1]. З іншого боку, розвиток нелінійної механіки ґрунтів, вдосконалення чисельних методів і розвиток обчислювальної техніки дозволяє розширити коло інженерних завдань, вирішення яких донедавна було ускладнено. В Україні існує велика кількість будівель і споруд, які потребують реконструкції, реставрації та модернізації відповідно до сучасних вимог, які регламентує освоєння підземного простору таких будівель з метою розміщення в них об'єктів соціальної та інженерної інфраструктури.

В більшості випадків, будівлі розташовані в умовах тісної міської забудови, в складних інженерно-геологічних і гідрогеологічних умовах, в основі яких залягають пилувато-глинисті ґрунти [2]. Тому розробка надійного та ефективного способу посилення стрічкових фундаментів з ущільненням ґрунтової основи є актуальною темою дослідження. Дослідженню підлягає спосіб пристрою бурін'єкційної палі по манжетній технології з ін'єкцією розчину в режимі "гідророзривів" і контрольованим розширенням на кінці, спрямований на якісне і ефективне ущільнення ґрунтової основи під стрічковим фундаментом, включенням його в роботу до доповнення корисного навантаження, значним підвищенням несучої здатності, а також надійної локалізації здебільшого розчину в ґрунтовому масиві локалізованому в зоні навколо палі.

Аналізуючи результати різних способів посилення стрічкових фундаментів і штучного поліпшення будівельних властивостей пилувато-глинистої ґрунтової основи стає очевидно, що більш оптимальні способи, пов'язані з формуванням в ґрунтовому масиві армуючих елементів різної форми: палі з розширеннями на кінці, бурін'єкційні (ін'єкційні) палі з розширенням стінок свердловини і манжетні технологія ін'єкції розчину в режимі "гідророзривів" [3]. Проте всі ці способи об'єднує головний недолік, що полягає в непередбачуваному і не контрольованому поширенні розчину в пилувато-глинистому ґрунтовому масиві, і як наслідок, ймовірності виникнення нерівномірної стисливості основи в плані і іншим не сприятливих наслідків. Тому для подальшого удосконалення технологічності та ефективності способів посилення пропонується комбінований універсальний спосіб посилення стрічкових фундаментів з пристроєм палі, що виготовляються за манжетною технологією з ін'єкцією розчину в режимі "гідророзривів" і контрольованим розширенням на кінці (рис. 1).

Для пристрою палі застосовується труба-ін'єктор з трьома зонами отворів перфорації. Перша зона розташована на кінцевій ділянці мембрани-склянки, друга - поза кінцевою зоною, а третя - в зоні посилення матеріалу фундаменту. В процесі ін'єкції першої зони мембрана-стакан розтягується і формує в ґрунтовому масиві розширення, розміри якого можна контролювати за допомогою витрати об'єму і тиску ін'єкції розчину по манометру розчинонасоса. Далі пакер переміщається в другу і третю зони отворів для формування стовбура палі, ін'єкції розчину в режимі "гідророзривів" і закриття тріщин в конструкціях фундаменту, що підсилюється. Мембрана-стакан виконана з гумовою оболонки еластично обтягує нижній кінець ін'єктора у вигляді "стакану".

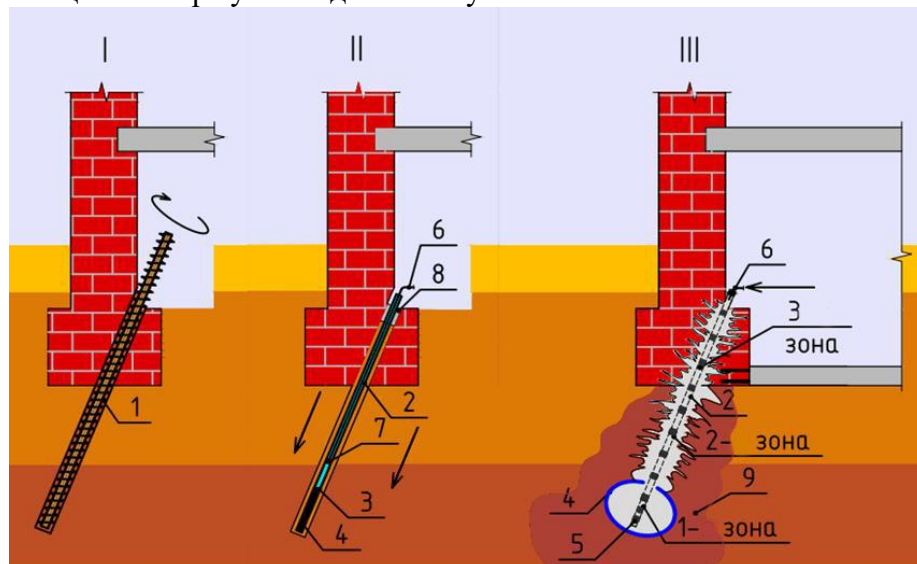


Рисунок 1 - Схема пристрою бурін'єкційної палі з контрольованим розширенням:

- 1- свердловина, 2-труба-ін'єктор, 3-хомут, 4 мембрана-стакан, 5-гумові манжети,
6 - шланг, 7-пакер, 8-бетонна пробка, 9-ущільнена зона ґрунтового масиву

Даний спосіб посилення стрічкових фундаментів будівель і споруд, в основі яких залягають пилувато-глинисті ґрунти, дозволяє об'єднати пристрій палі з контрольованим розширенням, манжетну технологію ін'єкції розчину в режимі "гідророзриву" (в тому числі

повторну) з будь-якого горизонту ґрунтового масиву і відновлення конструкції фундаменту в одну технологічну операцію, що значно підвищує його ефективність.

Список літератури

1. ДБН В.1.2. 2006. Навантаження і впливи/ Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України. – К.: 2006.
2. Ананьев В.П., Потапов В.Д. Инженерная геология : Учебник. – М.: Высш. шк., 2002. – 511 с.
3. Зоценко М.Л., Коваленко В.І., Хілобок В.Г., Яковлев А.В. Інженерна геологія: Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. – К.: Вища школа.,1992

УДК 624.042

РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТНИХ ПЛИТ ДЛЯ ОСНОВИ ЗІ ЗМІННОЮ ЖОРСТКІСТЮ

А.А. Тихий, канд. техн. наук, доцент

В.А. Брагар, магістр гр.БІ-19М

Т.М. Павлова студентка гр.БІ-20СКЗ

Центральноукраїнський національний технічний університет

На стадії попереднього проектування важливо мати можливість проводити розрахунок, який враховує найбільш важливі чинники, які визначають напружено-деформований стан проєктованих будівель і споруд, та забезпечує необхідну точність розрахунку при мінімальних витратах часу. Вимоги для визначення навантажень і впливів на фундаменти міститися в нормативних документах. Аналітичні і чисельні методи можуть бути використані для спільного розрахунку. Однак, незважаючи на розвиток чисельних методів, спільні розрахунки ґрунтової основи, фундаментів і надфундаментної конструкції проводять досить рідко. Врахування спільної роботи споруди і основи особливо важливе для будівництва на сьогоднішній день, оскільки завдяки впровадженню сучасних методів розрахунків і новітніх матеріалів можливо проєктувати будівельні конструкції з більшою достовірністю. Дослідження спільної роботи надфундаментних конструкцій і фундаментів на пружній основі розглядається у вигляді завдання, коли фундаментна плита і конструкція представлена балкою (плитою), які деформуються спільно, що, відповідає завданню вигину двохшарової балки на пружній основі. При цьому в якості моделі пружної основи використовується основа вінклерівського типу зі змінним коефіцієнтом постелі, що дозволяє в простій формі враховувати складні ґрунтові основи.

Розглянемо плоску задачу, в якій фундамент і конструкція являють собою балки одиначної ширини, які деформуються спільно, що відповідає завданню вигину двохшарової балки змінної жорсткості на пружній основі. Коефіцієнт постелі пружної основи C_i – сталий.

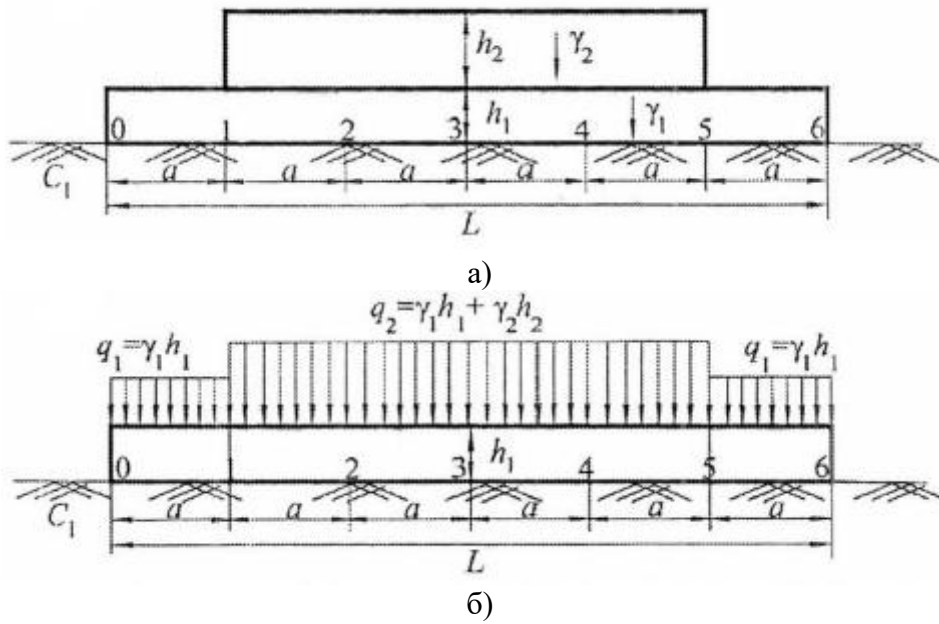


Рисунок 1 - Розрахункова схема вигину двошарової (а) і одношарової (б) балки на пружній основі з постійним коефіцієнтом постелі

Для вирішення даного завдання в традиційній постановці розглядається модель одношарової балки, яка навантажена розподіленим навантаженням $q(x)$ при цьому вага конструкції і вага самої плити наводяться до верхньої межі. Нижній шар балки (h_1, E_1) моделює фундамент, а верхній (h_2, E_2)- конструкцію, власну вагу кожного шару (γ_1, γ_2). Наведена жорсткість перерізу балки (EI_2)змінна по довжині, так як змінними по довжині є характеристики верхнього шару балки.

Також вирішується задача вигину одношарової балки з постійним по довжині поперечним перерізом, що вільно лежить на пружній основі, навантаженої рівномірними розподіленими навантаженнями: від ваги самої балки q_1 ($q_1 = \gamma_1 h_1$) та від ваги конструкції q_2 ($q_2 = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2$) при розрахунку одношарової балки використовуємо наведені вище характеристики нижнього шару для двошарової балки. Відмінність у вирішенні завдання в такій постановці лише в тому, що жорсткість на прогин балки постійна по всій довжині.

Після знаходження значень внутрішніх зусиль, можна визначити напруження. На рисунку 2 показані епюри нормальних σ_x, σ_y та дотичних τ_{xy} напружень.

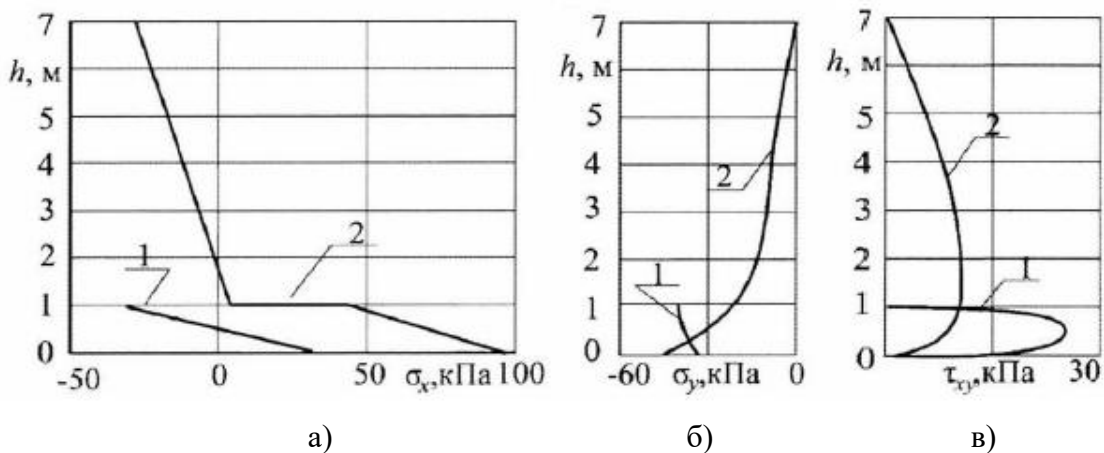


Рисунок 2 – Епюри нормальних $\sigma_x(a), \sigma_y(b)$ та дотичних $\tau_{xy}(c)$ напружень, що виникають в балках на пружній основі с постійним коефіцієнтом постелі: 1- ордношарова балка; 2 – двошарова балка

Відмінність результатів, отриманих для моделей одношарової і двошаровою балок, пояснюється тим, що при спільній роботі фундаменту і конструкції, що відповідає моделі двошарової балки, конструкції деформуються разом з основою. отже, несучі стіни і колони

сприймають значну частину навантаження, що і призводить до перерозподілу внутрішніх зусиль і напружень. Очевидно, що в першу чергу спільно з фундаментом деформуються нижні поверхи. У міру віддалення в сторону верхніх поверхів цей ефект послаблюється. Оскільки реальна конструкція будівлі в розглянутій моделі замінена на суцільну балку, епюри напружень в цій частині слід розглядати як умовні. У той же час напруження в нижньому шарі є реальними, і їх характер повинен враховуватися при проектуванні.

Список літератури

1. Бич Г.М. Экспериментальное определение предела длительной прочности грунтов методом ступенчато-релаксирующего нагружения // Инженерная геология. – 1989. - №6. – с. 72 – 75.
2. Борт О.В. Нелінійна модель деформування ґрунтових основ у інкрементальній постановці при плоскому напруженому стані // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип.58. – К.: НДІБК, 2003. – С. 102-108.
3. Зоценко М.Л. Математичне моделювання геотехнічних процесів на основі рішень пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во)/ Полт. нац. техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12 – С. 96-104.

УДК 693.81

ПІДВИЩЕННЯ МІЦНОСТІ ЗВАРНИХ З'ЄДНАНЬ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ

А.А. Тихий, канд. техн. наук, доцент

В.Р. Гаврик, магістр гр.БІ-19М

Т.О. Андрейченко, студент гр.БІ-19СКЗ

Центральноукраїнський національний технічний університет

Технологічна міцність зварних з'єднань значною мірою визначається їхньою стійкістю до утворення гарячих тріщин.

Гарячими тріщинами (ГТ) називають крихкі міжкристалічні руйнування зварних з'єднань при високих температурах, переважно в процесі первинної кристалізації швів, а інколи і після її закінчення при температурах, дещо нижчих за солідус, коли величина деформації перевищує їхню пластичність [1]. У першому випадку це будуть гарячі кристалізаційні тріщини (ГКТ), а в другому — гарячі підсолідусні тріщини (ГПТ). У практиці зварювання значно частіше зустрічаються ГКТ.

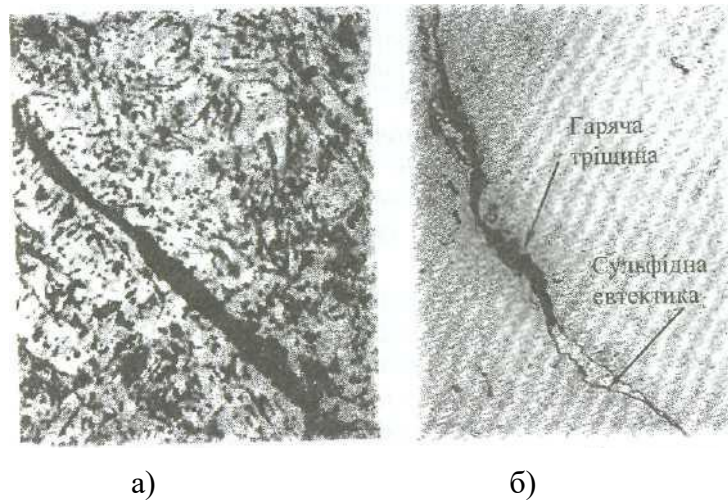


Рисунок 1 - Гарячі тріщини в зварних швах низьковуглецевих сталей:

а — травлення 4% розчином HNO_3 $\text{C}_2\text{H}_5\text{OH}$ (x500); б — не травлений шліф ($\times 1000$)

Стійкість зварних з'єднань до утворення гарячих тріщин значною мірою визначається деформаційною спроможністю сталі при первинній кристалізації зварних швів [2]. Тому важливо знати, як при цьому змінюються механічні властивості сталевих зварних швів.

Звичайно механічні характеристики металів (зокрема, міцність та пластичність) у процесі розплавлення та кристалізації визначають на спеціальних установках, що дають можливість здійснювати за таких температур випробовування на розтяг зразків, які нагріваються за термічним циклом зварювання [3].

Для підвищення опору зварних з'єднань утворенню ГТ треба домагатися такого поєднання властивостей металу в температурному інтервалі крихкості (ТК) [4], технологічних особливостей зварювання, а також конструктивного оформлення вузлів, яке забезпечувало б, при мінімальних значеннях деформації формозміни e_f , максимальний рівень критичної величини пружно-пластичної деформації $e = e_T - e_{\phi}$, яку шов витримує без руйнування. Це досягається зменшенням величини ТК та темпу деформації в ньому, а також збільшенням пластичності сталі.

Усі відомі способи підвищення стійкості до ГТ в кінцевому результаті зводяться до таких основних:

- 1 — вибір оптимального хімічного складу зварювальної ванни;
- 2 — вибір оптимального режиму зварювання;
- 3 — застосування раціонального типу конструкції та послідовності виконання швів.

Хімічний склад металу шва та основного металу — головний чинник, який впливає і на величину ТК, і на деформаційну здатність сталі, і на інтенсивність деформації.

Найефективніший спосіб підвищення технологічної міцності за рахунок хімічного складу — це зменшення в зварному шві вуглецю і таких шкідливих домішок, як сірка та фосфор, а також зв'язування останніх двох легувальними елементами в тугоплавкі з'єднання.

Великий вплив на технологічну міцність має первинна структура зварних швів. Для отримання дендритної рівновісної структури здійснюють модифікування зварних швів рідкоземельними, тугоплавкими або поверхнево-активними елементами. Застосовують також зовнішній вплив на зварювальну ванну в процесі її кристалізації. Для перемішування металу використовують електромагнітні поля, ультразвукові та механічні коливання. Для створення умов, що сприяють переходу від плоскої схеми кристалізації до об'ємної, можна додатково вводити у хвостову частину зварювальної ванни присадний холодний метал у вигляді дроту чи шроту.

Високоміцні леговані сталі мають більшу схильність до утворення ГТ, порівняно зі звичайними конструкційними. З метою підвищення їхньої технологічної міцності, в них жорстко обмежують вміст фосфору і сірки (до 0,02%), а також їх додатково легують молібденом, вольфрамом та марганцем. Для отримання дрібнішої структури у зварювальну ванну вводять

модифікатори. Стійкість аустенітних швів до ГТ підвищують за рахунок отримання в структурі певної кількості феритної фази (3...5%) або карбідів, які сприяють подрібненню первинної структури.

Режим зварювання впливає на всі чинники, відповідальні за утворення ГТ — і на деформаційну спроможність, і на інтенсивність деформування, і навіть на величину ТПК Цей вплив виявляється через первинну структуру зварних швів чи наплавлених шарів на характер ТЦЗ.

Слід відмітити, що всі розглянуті чинники перебувають у тісному взаємозв'язку і комплексно впливають як на формування первинної структури швів, так і на розвиток термдеформаційних процесів, що виникають під час зварювання.

Беручи до уваги природу ГПТ, а саме те, що вони пов'язані з недостатньою міцністю меж зерен при температурах, близьких до закінчення кристалізації, незалежно від того, чи вони будуть первинними, чи вторинними, всі існуючі способи підвищення тріщиностійкості спрямовані на підвищення деформаційної здатності примезових зон.

Наведені вище способи підвищення стійкості зварних з'єднань до ГКТ безпосередньо стосуються і підсолідусних, але є і особливості, пов'язані з тим, що перші з них виникають по межах первинних кристалітів, коли ще там знаходиться певна кількість розплавленого металу, а другі (підсолідусні) — по кінцево сформованих межах, що знаходяться в твердому стані.

Окрім загальних методів підвищення деформаційної здатності первинної структури, а саме: подрібнення стовпчастих кристалітів; зменшення концентрації домішок, схильних до ліквідації; отримання сприятливої просторової орієнтації зерен тощо, — можна окремо виділити такі, що спрямовані на зменшення рухливості дефектів кристалічної ґратки, зокрема дислокацій і вакансій. Як уже зазначалось, утворення ГПТ викликається підвищеною концентрацією дефектів по межах зерен, а також закономірним переміщенням дислокацій з утворенням полігонізаційних меж. Утруднити рух дефектів кристалічної ґратки можна легуванням металу шва елементами, які зміцнюють міжатомні зв'язки, — W, Mo, V, Nb тощо, а також зниженням поверхневої енергії меж за рахунок мікролегування поверхнево активними елементами.

Окрім цього, ефективним способом зміцнення меж є отримання двофазної структури у швах, що особливо актуально при зварюванні аустенітних сталей Звичайно це досягається підбором такого хімічного складу присадних матеріалів, який забезпечує утворення у шві, окрім аустеніту ще невеликої (2...5%) кількості фериту.

Список літератури

1. Василик А.В, Дрогомирецький Я.А, КрильЯ.А. Теплові розрахунки при зварюванні.-Івано-Франківськ. Факел, 2004-209с.
2. Недосека А.Я. Основы расчета и диагностики сварных конструкций.-К.:Изд-во «ИНДПРОМ», 1998.-640с.
3. Лашенко Г.И. Современные технологии сварочного производства.- К.: „Екотехнологія”, 2012.- 720 с.
4. Квасницький В.В. Спеціальні способи зварювання: Навч. посібник.- Миколаїв: УДМТУ, 2003.- 437 с.

ПОРІВНЯННЯ ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ НА РІВНИННІЙ ТА В ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ

К.В. Прядка, *магістрант*

С.В. Книш, *магістрант*

Науковий керівник – **А.М. Карюк**, *доц., к.т.н.*

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Температурний режим дорожнього одягу істотно впливає на його експлуатаційні властивості. Перевищення температури розм'якшення дорожнього бітуму в літній період призводить до зменшення несучої здатності дорожнього одягу, утворення напливів і колійності унаслідок деформації під колесами автомобілів. Значне зниження температури в зимовий період може викликати крихкість бітуму та руйнування дорожнього одягу під дією динамічного навантаження від транспортних засобів. У роботах [1, 2] запропонована методика визначення показників температурного режиму експлуатації дорожнього одягу:

- тривалість (місячна та річна кількість днів) небезпечно холодного періоду;
- тривалість (місячна та річна кількість днів) небезпечно спекотного періоду;
- тривалість (місячна та річна кількість днів) з небезпекою утворення ожеледиці.

Ці показники визначаються за статистичними даними про температуру поверхні ґрунту та значеннями температури крихкості й температури розм'якшення бітуму, на основі якого виготовлений асфальтобетон для дорожнього одягу.

У результаті раніше проведених досліджень з використанням методики [1, 2] та опублікованих у довіднику [3] узагальнених результатів метеорологічних спостережень за температурою поверхні ґрунту обчислені вказані тривалості небезпечних періодів для рівнинних та гірських територій України. При цьому використані дані 25 метеостанцій, розміщених на рівнинній місцевості в зоні автомобільної дороги Київ-Харків, та 28 метеостанцій, розміщених в Карпатському регіоні. Відповідно до вимог норм [4], аналізувався дорожній одяг на основі звичайних нафтових бітумів БНД 60/90 та БНД 90/130, а також бітуму, БМП 60/90-52, модифікованого полімерами. Для порівняльного аналізу наявні дані розділені на три територіальні зони:

- сім високогірних метеостанцій Карпат, розміщених на висоті 531...1451 м;
- 21 метеостанція на менших висотах території Карпатського регіону 113...486 м;
- 25 метеостанцій з рівнинної території України, розміщених уздовж автомобільної дороги Київ-Харків на висоті 87...213 м.

Мінімальні, максимальні та середні річні значення параметрів температурного режиму експлуатації дорожнього одягу для кожної з виділених територіальних зон наведені в таблиці 1. Порівняльний аналіз наведених в таблиці 1 параметрів температурного режиму експлуатації дорожнього одягу двох типів у трьох територіальних зонах України дозволяє зробити такі висновки:

Найбільшою є тривалість небезпечно холодного періоду для доріг, які розміщені на рівнинній території сходу України. Для Карпатського регіону попри нижчі температури повітря й ґрунту в горах ця тривалість є помітно меншою, що можна пояснити використанням більш жорстких бітумів з нижчими температурами крихкості. Тривалість небезпечно холодного періоду для гірських доріг, розміщених вище 500 м над рівнем моря, є

дещо більшою, ніж для рівнинних територій в районі Карпат. Це пояснюється нижчими температурами в горах при використанні тих же самих бітумів для улаштування доріг.

Таблиця 1 – Узагальнені параметри температурного режиму експлуатації дорожнього одягу

Параметри температурного режиму	Висота над рівнем моря, метри	Кількість небезпечно холодних днів для бітуму		Кількість небезпечно спекотних днів для бітуму		Кількість днів з небезпечною ожеледицею
		звичайного нафтового	модифікованого полімером	звичайного нафтового	модифікованого полімером	
Гірські зони Карпатського регіону						
Мінімум	531	4,044	1,816	0,010	0,000	21,158
Максимум	1451	7,631	4,506	0,611	0,017	36,389
Середнє	839	6,858	3,822	0,211	0,006	27,987
Рівнинні зони Карпатського регіону						
Мінімум	113	3,054	1,428	0,199	0,002	13,560
Максимум	486	8,758	5,935	4,845	0,521	22,004
Середнє	279	5,530	3,336	1,720	0,096	18,091
Рівнинна територія сходу України						
Мінімум	87	7,307	3,920	2,922	0,210	18,360
Максимум	213	15,790	10,215	10,326	1,484	25,037
Середнє	138	11,167	7,040	6,453	0,665	22,267

Найбільша тривалість небезпечно спекотного періоду прогнозується для доріг, які розміщені на рівнинній території сходу України. Для Карпатського регіону унаслідок нижчих температур повітря й ґрунту ця тривалість є у декілька разів меншою. Особливо низькою є тривалість небезпечно спекотного періоду для доріг, які розміщені в гірській місцевості на висоті понад 500 м над рівнем моря. Це пояснюється істотно нижчими температурами в горах при використанні для улаштування доріг тих же самих бітумів, що й на рівнинній місцевості Карпатського регіону.

Використання бітуму, модифікованого полімерами, майже удвічі зменшує тривалість небезпечно холодного періоду та приблизно у 10 разів зменшує тривалість небезпечно спекотного періоду за рахунок ширшого температурного діапазону експлуатації модифікованого бітуму.

Тривалості періоду з потенційною небезпечною утворення ожеледиці на поверхні автомобільних доріг змінюються від 18 до 25 днів. Найбільш небезпечною зоною є гірські місцевості Карпатського регіону, а в інших двох зонах кількість днів з потенційною небезпечною утворення ожеледиці є дещо меншою.

Список літератури

1. Карюк А.М. Методика оцінювання температурного режиму покриття автомобільних доріг / А.М. Карюк, Б.В. Савенко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Вип. 1(46). – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – С. 246 – 254.
2. Карюк А.М. Методика статистичного аналізу метеорологічних даних з температури повітря та ґрунту / А.М. Карюк, Б.В. Савенко // Науковий журнал «Сучасні технології в машинобудуванні та транспорті». – Луцьк, 2016. – Вип.55. – С. 191-195.
3. Кінаш Р.І. Температурний режим повітря і ґрунту в Україні / Р. І. Кінаш, О. М. Бурнаєв. – Львів, 2001.
4. ДБН В.2.3-4:2015. Споруди транспорту. Автомобільні дороги. – К. : Мінрегіонбуд України, 2016. – 101 с.

АНАЛІЗ ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ПРОЦЕСІВ РУЙНУВАННЯ ТА ТРАНСПОРТУВАННЯ ГРУНТІВ ШНЕКОВИМИ РОБОЧИМИ ОРГАНАМИ

А.Є. Боровік, студент гр. ГМ (ДМ) -19МЗ

О.В. Лізунков, к.т.н., доцент кафедри БДМБ,

В.М. Сідей, викладач кафедри БДМБ

Центральноукраїнський національний технічний університет

Використання шнекових кільцевих робочих органів для створення свердловин в міцних ґрунтах має великі перспективи, оскільки забезпечує зниження енергоємності, підвищення продуктивності проходки та зменшення витрати ґрунторуйнуючого інструменту в порівнянні з робочими органами для суцільного руйнування забою.

Теоретичні дослідження, що розглядають руйнування забою свердловини та переміщення маси волочиння в призабойній зоні, можуть бути використані для розрахунку параметрів кільцевого робочого органу.

Утворення свердловин шнековими робочими органами складається із трьох процесів, що відбуваються одночасно: руйнування ґрунту різцями, переміщення маси волочиння у призабойній зоні та транспортування ґрунту вертикальним шнеком.

1. Одним з перших дослідників процесу різання ґрунту при бурінні Є.Ф. Епштейном запропоновано оцінювати опір скельних ґрунтів за емпіричними параметрами R_z і K_s , названими критичними напруженнями при занурюванні та сколюванні. Л.А.Шрейнер в увів більш універсальний показник – твердість ґрунту на втискування штампу $P_{ш}$, врахував наклон лінії різання та тертя на передній поверхні різця, а також представив процес заглиблення різця як багаторазовий.

Є.П.Терьохінін на основі теорії різання ґрунтів Ю.О.Ветрова запропоновані залежності вертикальної та горизонтальної складових сили різання ґрунту кільцевим інструментом, Н:

$$P_B = k_v h \{ m_{св} b [\varphi \operatorname{ctg} [\pi (\delta + \mu)] + \eta_{зн} a \operatorname{ctg} \mu] + 2m_{б.ср} k_{бок} \operatorname{ctg} [\pi (\delta + \mu)] \};$$

$$P_G = k_v h [m_{св} b (\varphi + \eta_{зн} a) + 2m_{б.ср} k_{бок}],$$

де k_v – коефіцієнт впливу швидкості на опір різанню; h, b – ширина та товщина стружки, м; $m_{св}$ та $m_{б.ср}$ – питомі сили руйнування ґрунту перед боковою гранню ножа та зрізу ґрунту його боковими ребрами, Н/м²; δ – кут різання, рад; μ – кут тертя ґрунту по поверхні різця; $k_{бок}$, $\eta_{зн}$, φ – коефіцієнти, що характеризують силу різання в залежності від глибини бокового зрізу, зносу різця та кута різання; a – ширина площадки зносу, м.

2. У процесі проходки свердловини на шнековий інструментом діє сила опору переміщенню маси волочиння в призабойній зоні. Основні закономірності цього процесу в ґрунтах малої та середньої міцності розкрито В.А.Перетолчінін, Б.А.Катановим та М.С.Сафохінін. Момент опору обертанню робочого органу у розраховується за формулою, Н/м

$$M_{пр} = C_1 \mu \frac{\pi D^2 v_{п} H \operatorname{tg} \varphi_1 (k_p + k - 1) \left[D^2 + 4H^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right) \right]}{6(1-k)(4H^2 + D^2)},$$

де C_1 – коефіцієнт, враховуючий вплив прийнятої сітки різання; μ – коефіцієнт, що характеризує умовну в'язкість зруйнованого ґрунту; D і H – діаметр і висота долота, м; k_p – коефіцієнт розпушення; φ_1 – кут внутрішнього тертя ґрунту, рад; $v_{п}$ – швидкість подачі інструмента м/с.

Останні вважають, що зруйнований ґрунт утворює тіло волочиння, яке заповнює частину призабойної зони. При цьому опір руху інструменту з боку маси зруйнованого

грунту пояснюється тертям тіла волочиння по забою, стінці свердловини та корпусу долота, Н·м:

$$M_{\text{пр}} = \frac{D^3}{2} \mu_1 \gamma_{\text{пр}} H (\psi + \pi^2 n^2 D/g),$$

де μ_1 – коефіцієнт тертя частинок по ґрунту; $\gamma_{\text{пр}}$ – густина продуктів руйнування ґрунту, Н/м³; ψ – коефіцієнт заповнення об’єму зони; n – частота обертання ґрунторуйнуючого інструменту, с⁻¹; D і H – діаметр і висота долота, м.

За Є.П.Терьохіним момент опору з боку маси волочиння обертанню кільцевого інструмента визначається залежністю, Н·м

$$M_{\text{м.в}} = \frac{2\pi r_c^2 S f_2 \gamma_{\text{об}}}{k_p} (g + \omega^2 R),$$

де S і r_c – площа перерізу маси волочиння, м², та радіус обертання центра тяжіння перерізу, м; $\gamma_{\text{об}}$, f_2 , k_p – відповідно об’ємна маса ґрунту (кг/м³), коефіцієнт тертя ґрунту по забою та коефіцієнт розпушення; g – прискорення сили тяжіння, м/с²; ω – кутова швидкість, рад/с; R – радіус свердловини, м.

3. Одним з найперших процес видалення продуктів руйнування із забою вертикальними шнеками досліджував Б.А.Катанов, який у отримав залежності для визначення продуктивності та моменту опору обертанню вертикального шнека, а також склав графіки, що дозволяють, зокрема, розрахувати продуктивність шнека станка БС 110/25. Рух зруйнованого ґрунту по шнеку догори пояснюється дією відцентрової сили, що притискає продукти руйнування до стінки свердловини. Продуктивність вертикального шнека, м³/с

$$P_{\text{ш}} = \pi (R^2 - r^2) k_{\text{н}} H (n - n_{\text{ср}}),$$

де R , r – відповідно зовнішній та внутрішній радіуси шнека, м; $k_{\text{н}}$ – коефіцієнт наповнення витків шнека; H – крок шнека, м; n – частота його обертання, с⁻¹; $n_{\text{ср}}$ – середня частота обертання частинок ґрунту, с⁻¹. Середня частота обертання частинок ґрунту знаходиться на основі розрахунку критичної швидкості обертання шнека, тобто швидкості, при якій продукти руйнування починають рухатись по ньому догори. Формула та графіки для обчислення продуктивності шнека дають вірні результати тільки у вузькому діапазоні його швидкостей обертання.

Д.Н.Башкатов зробив суттєвий внесок в теорію вертикального шнека. Ним ретельно розглянуті властивості гвинтових ліній та поверхні, кінематика і динаміка руху шлам, продуктивність шнека, потужність і ККД шнекової установки, оптимальний кут підйому спіралі. Теоретичні побудови, як і у Б.А.Катанова, ґрунтуються на дії відцентрової сили, необхідної для притискання транспортованого матеріалу до стінки свердловини. Для розрахунку частоти обертання шнека, перевищення якої призводить до транспортування шлам (критичної частоти), запропонована формула, с⁻¹

$$n_{\text{кр}} = \frac{30}{\pi} \sqrt{\frac{g(\sin\alpha + \cos\alpha)}{R f_c k_1 k_2 (\cos\alpha - f_{\text{ш}} \sin\alpha)}},$$

де g – прискорення сили тяжіння, м/с²; α – кут підйому гвинтової лінії, рад; $f_{\text{ш}}$, f_c – коефіцієнти тертя транспортованих частинок відповідно по шнеку та стінці свердловини; R – радіус свердловини, м; k_1 і k_2 – коефіцієнти зниження сил тертя транспортованого шлам по шнеку та стінці свердловини.

Продуктивність вертикального шнека за Д.Н.Башкатовим визначається на основі розрахунку кута між траєкторією руху шлам та перпендикулярною до поздовжньої осі шнека площиною, вимірюваного по середньому діаметру спіралі. Кут підйому транспортованої маси, рад:

$$\beta = \arctg \left[\frac{1 - A \operatorname{ctg} \alpha_{\text{cp}} + \sqrt{1 + 4A \operatorname{ctg}^2 \alpha_{\text{cp}} - 4 \operatorname{ctg} \alpha_{\text{cp}} - \operatorname{ctg}(\alpha_{\text{cp}} + \varphi_{\text{ш}})}}{2A \operatorname{ctg}^2 \alpha_{\text{cp}}} \right],$$

де $A = g / (R_{\text{cp}} \omega^2 k_1 k_2 f)$; g – прискорення сили тяжіння, м/с²; R_{cp} – середній радіус спіралі, м; ω – частота обертання шнека, рад/с; α_{cp} – кут підйому спіралі по середньому діаметру, рад; $\varphi_{\text{ш}}$ – кут тертя транспортованого матеріалу по шнеку, рад.; f_c – коефіцієнт тертя транспортованих частинок по стінці свердловини. За цією залежністю незначний приріст швидкості обертання шнека призводить до багатократного збільшення його продуктивності, що суперечить практичним результатам.

В.В.Царіцин поширив теорію вертикальних шнекових транспортерів, висунути Е.М.Гут'яром, на бурові шнеки. Як і в попередніх роботах, прийнято допущення, що із зовнішніх сил, які виникають за рахунок витрат енергії при створенні сили тертя шламу по стінці свердловини, діє тільки відцентрова сила. При обертанні зі швидкістю, близькою до критичної, розрахунки шнека дають великі відхилення від реальних значень продуктивності.

Внутрішній діаметр d та крок H спіралі шнека для середнього значення коефіцієнта тертя $f_{\text{ш}} = 0,4 \dots 0,5$ запропонував визначати Н.А.Лапін за заданим зовнішнім діаметром спіралі шнека D : $d = (0,4 \dots 0,5)D$, м; $H = (0,5 \dots 0,75)D$, м. Ці співвідношення поширюються на велику кількість існуючих конструкцій бурових шнеків, однак на практиці є шнеки з кроком спіралі $H = (0,86 \dots 1,0)D$. Дано рекомендації щодо вибору частоти обертання шнека з урахуванням критичної та допустимої частот. Для забезпечення необхідної продуктивності шнека швидкість проходки свердловини повинна бути, м/с

$$v_6 = \left(1 - R_{\text{min}}^2 / R^2\right) (k_{\text{н}} / k_{\text{р}}) n,$$

де R_{min} – найменший радіус спіралі шнека, при якому можливе транспортування, м; R – радіус свердловини, м; $k_{\text{н}}$ та $k_{\text{р}}$ – коефіцієнти наповнення шнека та розпушення ґрунту; n – частота обертання шнека, с⁻¹.

В.А.Перетолчін вважає, що збільшення швидкості подачі шнека $v_{\text{п}}$ у забій призводить до зменшення осьової швидкості підйому шламу та продуктивності шнека; при зростанні $v_{\text{п}}$ рух зруйнованого ґрунту може повністю припинитись. На думку С.І.Сідорова і А.Н.Єщенко, осьова подача бурового шнека $v_{\text{п}}$ не погіршує, а, навпаки, полегшує умови транспортування шламу нагору.

О.Д.Алімов, В.К.Манжосов і М.Т.Мамасаїдов виклали теорію руху частинок по вертикальному шнеку, що рівномірно обертається: без поздовжнього переміщення; з рівномірним переміщенням; сприймаючим поздовжні удари; з поздовжніми гармонічними коливаннями. Розглянуто випадок руху частинок при асиметрично-гармонічній перемінній частоті обертання шнеку. На думку авторів поздовжня подача шнека у забій збільшує його продуктивність. Швидкість руху продуктів руйнування нагору до виходу свердловини, м/с:

$$v_z = \left[\omega - \sqrt{\frac{g k_f \operatorname{tg}(\alpha_{\text{cp}} + \varphi_{\text{ш}})}{R_{\text{cp}} f_c}} \right] R_{\text{cp}} \operatorname{tg} \alpha_{\text{cp}},$$

де k_f – коефіцієнт зчеплення частинок ґрунту, $k_f = 0,625 \cdot 10^{-3}$; R_{cp} – середній радіус спіралі шнека, м; α_{cp} – кут підйому спіралі шнека по середньому радіусу, рад.; $\varphi_{\text{ш}}$ – кут тертя продуктів руйнування по шнеку, рад. Виражена через подачу на один оберт продуктивність шнека не залежить від частоти його обертання.

В наведених моделях транспортування матеріалу по вертикальному шнеку починається тільки за певної частоти його обертання, названої А.О.Співаковським і В.К.Дьячковим критичною, с⁻¹:

$$n_{\text{кр}} = \frac{30}{\pi} \sqrt{\frac{g \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_{\text{ш}})}{R f_c}},$$

де α – кут підйому спіралі шнека на радіусі свердловини, рад.

4. Наявність параметру критичної швидкості в розрахунках обумовлена тим, що більшість існуючих теорій вертикального шнека ґрунтується на дії відцентрової сили, що притискає частинку до бокової стінки шнекового транспортера або свердловини. Однак, у ряді робіт відмічається також рух шламу при частотах обертання, менших ніж розрахункові критичні.

Так, за даними Н.А.Лапіна мінімальні швидкість обертання, яка достатня для початку вертикального транспортування ґрунту, менше за теоретичну приблизно на 20...30 %. Основним конструктивним параметром, що визначає роботу шнека, є кут підйому гвинтової лінії α . М.Є.Нікіфоров та А.М.Григор’єв вперше запропонували формулу для розрахунку оптимального кута підйому гвинтової лінії вертикального шнека

$$\operatorname{tg} 2\alpha_{\text{опт}} = f_{\text{ш}} + 2g / (R f_c \omega^2),$$

в яку Д.Н.Башкатовим уведені коефіцієнти k_1 та k_2 , що враховують різницю між рухами транспортованої маси ґрунту і його дискретної частинки, рад:

$$\alpha_{\text{опт}} = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} [f_{\text{ш}} + 2g / (R f_c k_1 k_2 \omega^2)].$$

Кут гвинтової лінії шнека за П.А.Преображенським (1964), рад:

$$\alpha_{\text{опт}} = \frac{\operatorname{arctg}(R f_c \omega^2 / g)}{2} - \frac{\varphi_{\text{ш}}}{2}.$$

О.Д.Алімов (1978) та інші автори прийшли до аналогічної залежності, рад:

$$\alpha_{\text{опт}} = \frac{1}{2} [\operatorname{arctg}(R f_c \omega^2 / g) - \operatorname{arctg} f_{\text{ш}}].$$

Розрахунки за наведеними формулами дають значення, що відрізняються між собою на 20...30 %. Але для шнеків кільцевих бурів, які обертаються зі швидкостями нижче критичних, розрахункові параметри можуть дорівнюють нулю, або бути навіть від’ємними, що суперечить практичним результатам. Отже, при розрахунках параметрів тихохідних шнеків їх використовувати не можна.

Аналіз досліджень процесів руйнування та транспортування ґрунтів шнековими робочими органами показав, що для створення нових кільцевих робочих органів даних теоретичних досліджень недостатньо. Існують великі розбіжності між практичними та теоретичними результатами. Це пояснюється тим, що попередні дослідження по теорії вертикальних шнекових транспортерів недостатньо повно відображають сутність процесу транспортування шламу вертикальним шнеком.

Рух зруйнованого ґрунту у вузькій кільцевій щілині по шнеку суттєво відрізняється від руху матеріала по лопастям звичайного шнека. Це викликано тим, що в традиційному шнеку площа контакту транспортованих продуктів руйнування з його поверхнею одного порядку з площею контакту зі стінкою свердловини, а в кільцевому шнеку площа контакту зі стінкою свердловини в декілька разів перевищує площу контакту з гвинтовою поверхнею. Отже, на процес руху матеріалу по кільцевому шнеку, поруч з відцентровими силами, суттєво впливають сили бокового тиску, що виникають в сипучому тілі, а більшість існуючих теорій вертикального шнека ґрунтуються на дії відцентрових сил.

На основі аналізу існуючих робіт можна зробити висновок, що при створенні нових конструкцій кільцевих робочих органів необхідно вирішити наступні задачі:

- виявити фізичну сутність процесу транспортування продуктів руйнування забою вертикальним кільцевим шнеком;
- скласти математичну модель руху зруйнованого матеріалу по вертикальному кільцевому шнеку;
- розробити метод розрахунку оптимальних конструктивних та режимних параметрів шнекового кільцевого робочого органа, що відповідають раціональним умовам видалення продуктів руйнування із свердловини.

Список літератури

1. *Баловнев В.И., Епштейн Р.С.* Теоретические модели для расчета сопротивлений резанию и копанью грунтов // Строит. и дор. машины. – 1980. – №7. – С. 21–24.
2. *Шрейнер Л.А.* Физические основы механики горных пород. М.; Л.; Гостоптехиздат, 1950. – 212 с.
3. *Терехин Е.П.* Выбор основных параметров керна бурового бура при ении скважин большого диаметра под буронабивные сваи: Автореф. дис... канд.техн.наук. – Л., 1983. – 17 с.
4. *Перетолчин В.А.* Вращательное бурение скважин на карьерах. – М.: Недра, 1975. – 128 с.
5. *Катанов Б.А.* Основы теории извлечения штыба штангами шнекового типа при вращательном бурении// Изв. вузов. Горн. журн. – 1958. – №1. – С. 65–72.
6. *Башкатов Д.Н.* К расчету вертикальных шнековых установок//Тр. Моск. геологоразвед. ин-та. – 1958. Т.34. – С. 86–89.
7. *Башкатов Д.Н.* Метод определения мощности при шнековом бурении //Б юл. науч.–техн. информ. МГ и ОН СССР. – 1958. – №4. С. 45–48.
8. *Башкатов Д.Н.* Методика определения оптимальных параметров бурового шнека//Изв. вузов. Геология и разведка. – 1962. – №10. – С. 120–129.
9. *Боголюбский К.А., Башкатов Д.Н.* Определение к.п.д. шнека и мощности, затрачиваемой на транспортировку породы вертикальным шнеком при бурении// Изв. вузов. Геология и разведка. – 1959. – №3. – С. 112–117.
10. *Царицын В.В.* Бурение горных пород. – Киев: Гостехиздат, 1959. – 344 с.
11. *Гутьяр Е.М.* Элементарная теория вертикального винтового транспортера//Тр. Моск. ин-та механизации и электрофикации сельского хозяйства. – М.: МИМЭСХ, 1956. – Т.2. – С. 102–122.
12. *Латин Н.А.* Определение параметров и режима работы вертикального шнекового транспортёра // Изв. вузов. Геология и разведка. – 1966. – №2. – С. 128–140.
13. *Латин Н.А.* Теоретическое и экспериментальные исследования процесса шнекового бурения скважин и методика расчета геометрических параметров и режимов работы вертикальных шнековых транспортеров: Автор. дис... канд.техн.наук. – Курск, 1966. – 24 с.
14. *Перетолчин В.А.* Вращательное бурение скважин на карьерах. – М.: Недра, 1975. – 128 с.
15. *Сидоров С.И., Ещенко А.Н.* Исследование влияния осевой подачи шнековой штанги на выбор ее параметров и предельных режимов работы // Разработка соляных месторождений. – 1976. – №193. – С. 103–109.
16. *Алимов О.Д., Манжосов В.К., Мамасаидов М.Т.* Теория вертикальных шнековых механизмов. – Фрунзе: Илим, 1978. – 162 с.
17. *Сиваковский А.О., Дьячков В.К.* Транспортирующие машины. – М.: Машиностроение, 1983. – 487 с.
18. *Никифоров М.Е., Григорьев А.М.* Некоторые вопросы теории вертикальных быстроходных шнеков// Тр. Казанского хим.–технол. ин-та. – 1954. – Вып. 18. – С. 72–82.

УДК 633.853.32.

РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТУ АВТОМОБІЛЬНОЇ ДОРОГИ

Ю.Кругловська, магістрант гр. БІ19 МЗІ,9

С.О.Джирма, канд.техн. наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи –отримати за допомогою програмних засобів на основі МСЕ відповідні висновки про технічний стан залізобетонних конструкцій моста автомобільної дороги загального користування місцевого значення Новгородка - Інгуло-Кам’янка для оцінки несучої здатності об’єкта. Був виконаний аналіз напружено- деформованого стану (НДС) – наступних конструктивних елементів: проміжна опора (бик), берегова опора (устой) (рис. 1).

берегова опора (устой)

проміжна опора (бик)

прольотна ЗБ плита

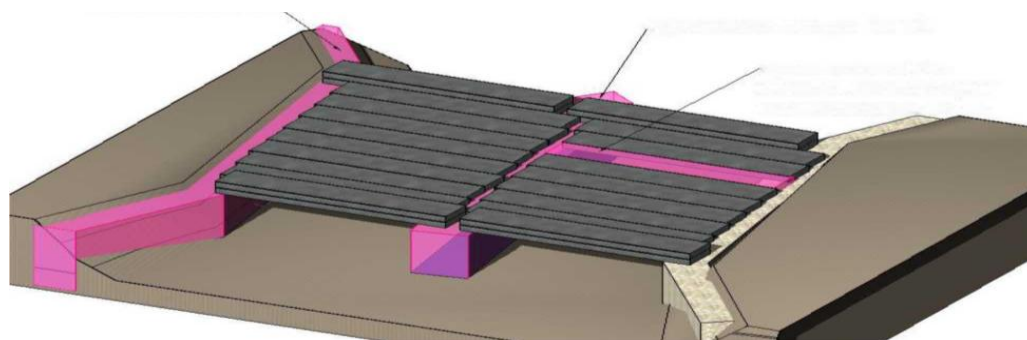


Рисунок 1 – Загальний вигляд конструктивних елементів конструктивних елементів перевірного розрахунку

Аналіз напружено-деформованого стану виконувався за допомогою програмних засобів на основі МСЕ в середовищі «StructureCAD».

Жорсткості кінцевих елементів задавалися відповідно до існуючих вимірювань матеріалів і геометричних розмірів згідно замірів конструктивних елементів.

Коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n при розрахунках конструкцій прийнятий в залежності від класу наслідків (відповідальності) об’єкта і категорії відповідальності конструкцій згідно табл. 5 ДБН В.1.2-14- 2018.

Клас наслідків (відповідальності) споруди прийнятий СС2 згідно табл.1 по ДСТУ-Н Б В.1.2-16: 2013.

Навантаження на конструктивні елементи збиралася згідно ДБН В.1.2- 15: 2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи».

Навантаження для перевірочних розрахунків приймалися відповідно до ДБН В.1.2-15: 2009. Конструктивні елементи перевірялися на навантаження і впливи (згідно таблиці 5.1 ДБН В.1.2-15: 2009. Навантаження щодо перехідної плиті наведено в табл.1:

Навантаження на плиту приймалося за двома моделями навантаження відповідно п.8 ДБН В.1.2-15:2009:

- МОДЕЛЬ 1 - що моделює навантаження від рухомого складу за схемою АК - $v = 0,98K \text{ кН/м}$ ($0,1K \text{ тс/м}$) = $0,1 \times 11 = 1,1 \text{ тс/м}$, $P = 9,81K \text{ кН}$ ($P = 1K \text{ тс}$) = $1 \times 11 = 11 \text{ тс}$;

- МОДЕЛЬ 2 - за схемою одиничного колісного навантаження НК-80 з навантаженням на вісь $P = 196 \text{ кН}$ (20 тс);

Моделі прикладання навантажень стосовно окремих перехідних плит П-1-6 наведено на рис.2.

Таблиця 1 - Навантаження і впливи

№ п/п	Навантаження і впливи	Коефіцієнт надійності навантаженням, γ_f	Примітка
Постійні			
1	Власна вага конструкцій	1,2	660 кг/м ²
2	Вага дорожньої одежі	1,3	375 кг/м ²
Тимчасові від рухомого складу і пішоходів			
3	Вертикальні навантаження	1,3	згідно п.8 ДБН В.1.2- 15:2009, див. нижче.
4	Горизонтальне поперечне навантаження від відцентрової сили		згідно п.13.1 ДБН В.1.2-15:2009, навантаження від відцентрової сили в розрахунках не враховується для даного випадку.
5	Горизонтальне поздовжнє навантаження від гальмування або сили тяги	1,2	50 % от п. 3 «Вертикальні навантаження» на вісь: Модель 1 - $P_{гориз.} = 5,5$ тс. Модель 2 - $P_{гориз.} = 10$ тс.
Інші			
6	Вітрові навантаження	1,4	Вітрове навантаження - 440 Па; Вітрове навантаження при ожеледиці - 260 Па;
7	Льодові навантаження	1,3	товщина стінки ожеледиці - 19 мм; вага снігового покриття - 1110 Па

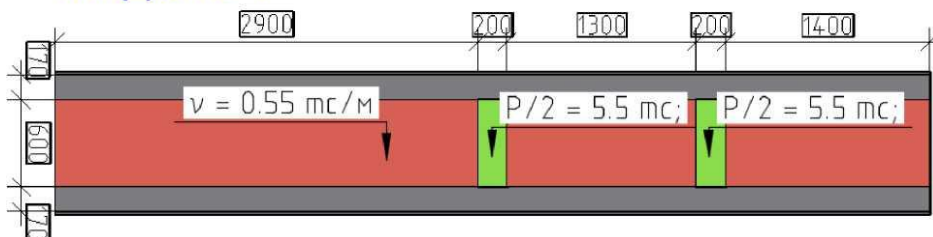
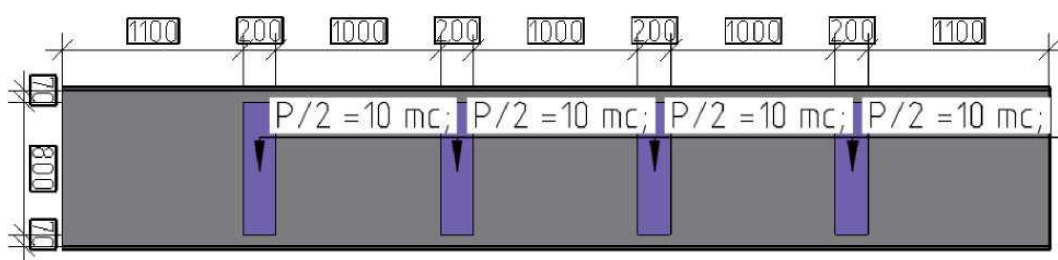
Модель 1**Модель 2**

Рисунок 2 - МОДЕЛІ прикладання навантажень до перехідної плити

Проміжна опора перевірялася на зусилля від опорних реакцій перехідних плит (рис.2) за двома моделями навантажень 1 і 2. Схеми навантажень наведені на рис. 3.

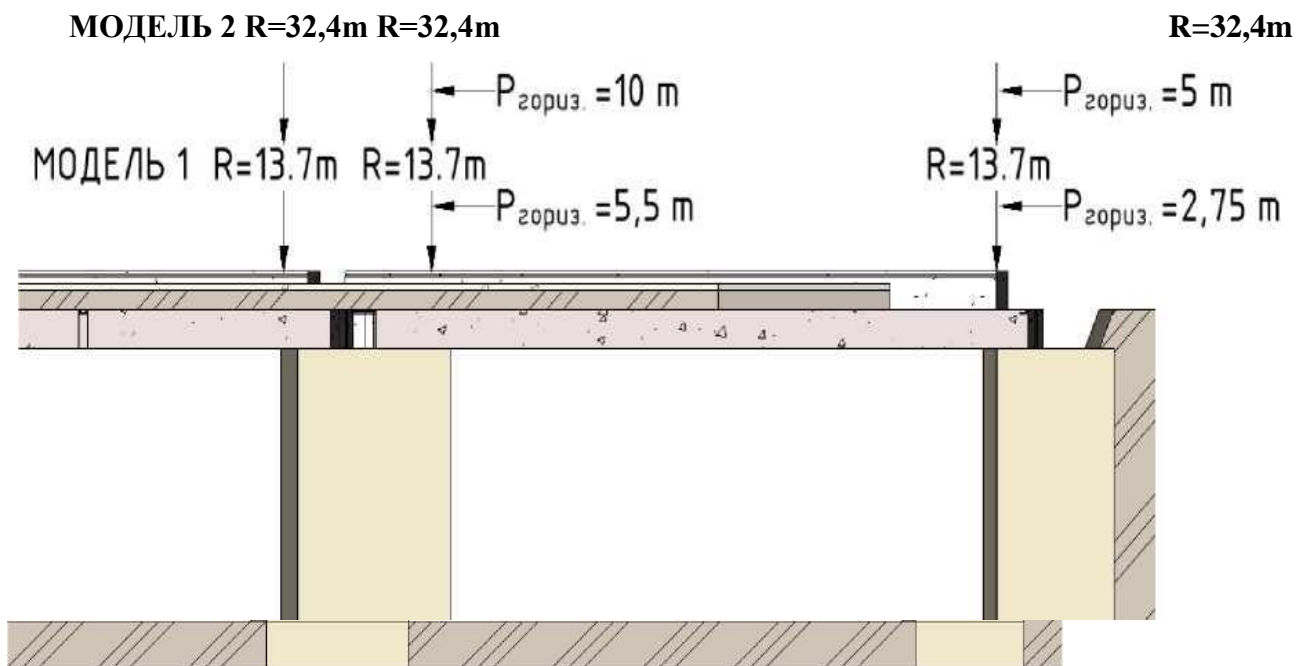


Рисунок 3 - Схема навантажень на опори моста від однієї плити (моделі 1 і 2)

Зусилля від моделі завантаження 2 значно вище 1, тому перевірку проведено на зусилля від моделі 2.

Опора перевірялася, як позакентрово-стиснений стовп. Розрахунок виконаний за СНиП П-22-81* «КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ» та ДБН В.2.6-162:2010 «Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. ДБН В.2.6-162:2010 «Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення». Спираючись на використання механічних властивостей обробленого природного або тесаного каменю (відповідно до ГОСТ 4001) розрахунковий опір бутової кладки на стиск становить 0,76 МПа.

Вихідні дані для розрахунку:

- Коефіцієнт надійності по відповідальності $\gamma_n = 1.25$;
- Коефіцієнт надійності за відповідальністю (2-е граничний стан) = 0.975;
- Вік кладки - понад року;
- Термін служби 25 років;
- Камінь - Рваний бут;
- Марка каменю - 400;
- Розчин - цементний з органічними пластифікаторами;
- Марка розчину - 10;
- Об'ємна вага кладки 2.1 т/м^3 ;
- Висота стовпа 2,14 м;
- Поздовжня сила 64 Т;
- Коефіцієнт тривалої частини навантаження 1;
- Враховується власна вага стовпа.

Результати розрахунку наведені в табл.2.

Таблиця 2 - Результати розрахунку

Перевірка за ДБН / СНиП	Перевірка	Коефіцієнт використання
п. 4.7 СНиП 11-22-81	Стійкість в площині ексцентриситету при відцентровому стисканні	0,977
п. 4.11 СНиП П-22-81	Стійкість із площини ексцентриситету при центральному стиску	0,927
п. 4.20 СНиП П-22-81	Зріз в швах	0,143
п. 4.20 СНиП П-22-81	Зріз в камені (цеглі)	0,32
п. 11.1.2.1.1 ДБН В.2.6- 162:2010	Втрата несучої здатності при вертикальному навантаженні	0,71
п. 11.2.1 ДБН В.2.6-162:2010	Втрата несучої здатності при горизонтальному навантаженні	0,84
п. 11.3.1.1 ДБН В.2.6- 162:2010	Втрата несучої здатності при дії згинального моменту прикладеному до цегляної кладки	0,32

Берегова опора перевірялася на зусилля від опорних реакцій перехідних плит за двома моделями навантажень 1 і 2. Схема навантажень наведені на рис. 2.

Вихідні дані для розрахунку аналогічні розрахункам опори.

Результати розрахунку наведені в табл.3.

Таблиця 3 - Результати розрахунку

Перевірка за ДБН / СНиП	Перевірка	Коефіцієнт використання
п. 4.7 СНиП П-22-81	Стійкість в площині ексцентриситету при відцентровому стисканні	0,853
п. 4.11 СНиП П-22-81	Стійкість із площини ексцентриситету при центральному стиску	0,778
п. 4.20 СНиП П-22-81	Зріз в швах	0,127
п. 4.20 СНиП П-22-81	Зріз в камені (цеглі)	0,251
п. 11.1.2.1.1 ДБН В.2.6- 162:2010	Втрата несучої здатності при вертикальному навантаженні	0,65
п. 11.2.1 ДБН В.2.6-162:2010	Втрата несучої здатності при горизонтальному навантаженні	0,71
п. 11.3.1.1 ДБН В.2.6- 162:2010	Втрата несучої здатності при дії згинального моменту прикладеному до цегляної кладки	0,22

- ПРОМІЖНА ОПОРА (бик) - 103% (задовольняють вимогам несучої здатності);

- БЕРЕГОВА ОПОРА (устой) - 115% (задовольняють вимогам несучої здатності).

Виходячи з переліченого вище, ресурс несучої здатності основних будівельних конструкцій моста при проектному навантаженні - Н-30, НК-80 близький до граничного .

Висновки: В цілому технічний стан об'єкта «Міст із залізобетону автомобільної дороги загального користування Новгородка - Інгуло- Кам'янка, Новгородський район, Кіровоградська область», згідно ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012, оцінюється як «4» - «обмежено працездатний» . Споруда здатна пропускати колони автомобілів з масою до 24т

УДК 633.853.32.

ІНТЕНСИФІКАЦІЯ ТЕПЛО-МАСООБМІННИХ ПРОЦЕСІВ В ТЕХНОЛОГІЇ ПЕРЕРОБКИ ВІДХОДІВ ЗАГОТІВЕЛЬНОЇ БАЗИ БУДІВЕЛЬНОГО МАШИНОБУДУВАННЯ

В.С. Миронюк, ст. гр. ПМ (ОЛ) 19 – ЗСК

В.М. Ломакін, канд.техн. наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький

Переробка промислових та побутових відходів є вельми актуальною проблемою сьогодення, що пов'язана з енергозбереженням, економією природних ресурсів та охороною довкілля. При цьому значну і постійно зростаючу частку таких відходів складають тонкостінні відходи з алюмінію та його сплавів (зокрема, металеві банки з- під різноманітних напоїв, відходи металообробки у вигляді стружки тощо). Найбільш ефективними сучасними технологіями переробки тонкостінних відходів алюмінієвих сплавів є процеси, що виключають пряме нагрівання шихти з метою усунення небезпеки її вигорання і, відповідно, для забезпечення високих значень виходу придатного металу відносно обсягів перероблюваних відходів. При цьому переплав шихти здійснюється в потоці розплаву за рахунок тепла рідкого металу, хімічний склад якого наближений до хімічного складу шихти. Створення такого керованого потоку перегрітого рідкого металу відбувається за допомогою електромагнітного насосу, що є у складі сучасних переплавних комплексів.

У ЦНТУ розроблено магніто-гідродинамічний (МГД) циркуляційний контур для переплаву тонкостінних алюмінієвих відходів з розвиненою поверхнею. Головним елементом створеного контуру є магнітодинамічний насос, який забезпечує керовану циркуляцію розплаву в системі та здатен, на відміну від переважної більшості застосовуваних технологій, здійснювати регульований індукційний підігрів металу. Це дає змогу реалізувати ефективну передачу теплової енергії від рідкого металу, що є джерелом нагріву, до тонкостінної шихти, яка є об'єктом нагріву, за рахунок контрольованого примусового конвективного тепломасопереносу.

Відпрацювання технологічних режимів процесу переплаву алюмінієвих відходів у створеному МГД-циркуляційному контурі перш за все передбачало встановлення раціональних співвідношень між тепловими і гідродинамічними параметрами процесу, зокрема: а) температурою розплаву та температурою шихти; б) масовою швидкістю циркуляції рідкого металу у системі і періодичністю подачі шихти до контуру на переплав; г) масовою швидкістю та періодичністю відбору наплавленого металу з контуру.

Для вирішення поставленої задачі було застосовано методи математичного моделювання, що ґрунтуються на фундаментальних закономірностях класичної теплофізики і гідродинаміки. При цьому головною метою було встановлення поліноміальної залежності для розрахунку коефіцієнту теплообміну між середовищем (рідким металом) та тілом, що нагрівається (алюмінієва шихта з побутових та промислових відходів).

Проведений чисельний розрахунок та натурні експерименти на лабораторному МГД-циркуляційному контурі дозволили встановити раціональні теплові та гідродинамічні параметри процесу переплаву тонкостінних алюмінієвих відходів з розвиненою поверхнею та забезпечити вихід придатного металу після такого переплаву на рівні 80-85% від маси поданої на переробку шихти, що значно перевищує середні показники при традиційних способах переробки відходів шляхом їх прямого нагріву у печах (вихід придатного металу в такому разі в середньому складає 45-60%).

УДК 633.853.32.

***ЗАСТОСУВАННЯ СИСТЕМИ КОМП'ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ
ТЕПЛОВИХ ПРОЦЕСІВ LVMFlow
ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ТЕХНОЛОГІЙ
В БУДІВЕЛЬНОМУ МАШИНОБУДУВАННІ***

А.А. Баркар, ст. гр. ПМ (ОЛ) 18 – ЗСК

В.М. Ломакін, канд.техн. наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький

Сучасні комп'ютерні технології вже зараз дозволяють проектувати вироби високої якості вельми складної конфігурації, що практично не потребують додаткової обробки. Однак витрати на їх виготовлення залишаються ще високими. Застосування наукоємних технологій, зокрема, систем комп'ютерного моделювання теплових і фізико-хімічних процесів, що відбуваються під час формування виробів в машинобудуванні, дозволяє, з одного боку, переходити до деталі все більш і більш складної форми, використовуючи все більшу номенклатуру сплавів, а з іншого боку, скорочувати витрати на налагодження технології, замінюючи натурний експеримент розрахунковим на ЕОМ.

Сучасні програми комп’ютерного моделювання, основані на фізичних теоріях теплових, дифузійних, гідродинамічних і деформаційних явищ здатні адекватно відобразити картину фізико-хімічних процесів, що відбуваються при виготовленні деталей в машинобудуванні. Серед них широку популярність здобули такі системи як AFS, FLOW3D, MAGMA, ProCast і т.п. Вони розрізняються вартістю, набором можливостей і областю застосування. Як правило, всі ці системи розроблені закордонними фірмами.

LVMFlow - це система моделювання теплових і гідродинамічних процесів при виробництві деталей в машинобудуванні, орієнтована на платформу PC Windows. Перші розробки системи LVMFlow з’явилися більше 16 років тому. За цей час постійно вдосконалювалися моделі і алгоритми їх реалізації, поліпшувався призначений для користувача інтерфейс, змінювалися платформи і назви (LVM, LVM3d, LVMFlow).

Спільна робота з підприємствами міст Києва, Кропивницького, Краматорська та ін. дозволила створити систему придатну до великого спектру машинобудівних технологій. В результаті співпраці зі шведською фірмою NOVACAST AB система була доведена до рівня вимог світового ринку. Достовірні результати моделювання, їх наочне уявлення, широкі можливості, зручний інтерфейс і розумна ціна привели до певного комерційного успіху за кордоном (США, Канаді, Бразилії, Швеції, Норвегії, Австралії, Туреччині). На зарубіжному ринку система LVMFlow поширюється під торговими марками NovaSolid і NovaFlow.

Система LVMFlow зручна і досить проста в експлуатації. Її інтерфейс повністю лежить в рамках стандарту інтерфейсу Windows. Термінологія меню і діалогів звична і зрозуміла для фахівця, який працює в машинобудуванні. Меню системи продубльовано панеллю інструментів з іконками, що досить точно відображають суть інструменту і дозволяють скоротити число операцій при роботі з системою. При виникненні труднощів завжди можна скористатися Довідковою системою.

Застосування LVMFlow дозволяє значно економити кошти при проектуванні технологічних виробів та покращити технологію їх виробництва.

ТЕХНОЛОГІЇ ІНТЕЛЕКТУАЛЬНИХ ОБЧИСЛЕНЬ**І.В. Снитка**, студент гр. ТН 201,**Т.М. Деркач**, канд.,техн., наук, доцент*Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»*

Для організації й експлуатації інформаційного сховища необхідним є спеціалізоване програмне забезпечення, оскільки сучасні засоби адміністрування сховища даних мають забезпечити ефективну взаємодію з інструментарієм інтелектуальних технологій. Величезні скупчення даних утворюють хаотичні нагромадження, які без спеціальної обробки є непотрібними, більш того, ускладнюють процес пошуку дійсно необхідної інформації. Сучасні вимоги до такої обробки наступні: дані мають необмежений обсяг і є різнорідними, результати повинні бути конкретні та зрозумілі, інструменти для їхньої обробки мають бути прості у використанні. Одним із методів такої обробки є інтелектуальний аналіз даних.

Інтелектуальний аналіз даних (Data Mining) це сучасна концепція аналізу даних, яка припускає, що дані можуть бути неточними, неповними (містити пропуски), суперечливими, різнорідними, непрямими, і при цьому мати гігантські обсяги. Тому розуміння даних в конкретних програмах вимагає значних інтелектуальних зусиль. В інтелектуальному аналізі даних застосовується математичний апарат для виявлення закономірностей і тенденцій, що існують в даних. Основна мета інтелектуального аналізу даних – повністю автоматичне або напівавтоматичне знаходження в зібраних даних залежностей, що представляють практичну цінність в контексті сфери застосування даної технології. Методи інтелектуального аналізу даних поділяються на три групи: пошуковозалежні, прогнозування і аналіз аномалій. Пошук залежностей полягає в перегляді бази даних з метою автоматичного виявлення залежностей. Проблема тут полягає у відборі дійсно важливих залежностей з величезного числа даних існуючих в базі даних. Прогнозування передбачає, що користувач може пред'явити системі записи з незаповненими полями і запросити відсутні значення. Аналіз аномалій – це процес пошуку підозрілих даних, які сильно відхиляються від стійких залежностей.

В основу сучасної технології інтелектуального аналізу даних (ІАД) покладена концепція шаблонів, що відбивають фрагменти багатоаспектних взаємин у даних. Ці шаблони є закономірностями, властивими підвибіркам даних, які можуть бути компактно виражені у зрозумілій формі. Пошук шаблонів здійснюється методами, що не обмежені рамками апіорних припущень про структуру вибірки та вид розподілів значень аналізованих показників.

Інтелектуальний аналіз даних є не тривіальність пошукових шаблонів. Це означає, що знайдені шаблони повинні відбивати неочевидні, несподівані закономірності в даних, складові так званих прихованих знань. Сирі дані містять прошарок знань, при грамотному трактуванні якого може бути виявлена важлива інформація.

ІАД виник та набув подальшого розвитку на базі досягнень прикладної статистики, розпізнавання образів, методів штучного інтелекту, теорії баз даних тощо. Деякі з систем інтегрують у собі відразу кілька підходів. Проте, як правило, у кожній системі є якийсь ключовий компонент, на який робиться головний акцент. Нижче приводиться класифікація зазначених методів і алгоритмів інтелектуального аналізу даних.

Предметно-орієнтовані аналітичні системи – дуже розповсюджені та різноманітні. Найбільш широким підкласом таких систем, що одержав поширення в сфері дослідження фінансових ринків, є «технічний аналіз». Він є сукупністю великої кількості методів прогнозу динаміки цін і вибору оптимальної структури інвестиційного портфеля. Статистичні пакети включають елементи ІАД, але основну увагу в них звертають на класичні методики – кореляційний, регресійний, факторний аналіз тощо.

Нейронні мережі – це великий клас систем, архітектура яких має якусь аналогію з побудовою нервової тканини з нейронів. Дерева рішень є одним із найбільш популярних

підходів до рішення завдань ІАД. Вони створюють ієрархічну структуру правил типу «якщо то» у вигляді дерева.

Еволюційне програмування. У даній системі гіпотези про вид залежності цільової змінної від інших змінних формуються у вигляді програм на деякій внутрішній мові програмування.

Генетичні алгоритми. Цей підхід подібний до еволюційного програмування. Його потрібно розглядати як потужний засіб рішення різноманітних комбінаторних завдань і задач оптимізації.

Сфера застосування технологій інтелектуальних обчислень є доволі широкою – вона скрізь, де є численні дані з предметної галузі. Але насамперед такі технології призначені для комерційних підприємств, що розгортають проекти на основі інформаційних сховищ даних. Досвід багатьох підприємств доводить, що віддача від використання технологій інтелектуального аналізу даних є значною. Ділові люди усвідомили, що за допомогою новітніх технологій вони можуть мати істотні переваги в конкурентній боротьбі.

Список літератури

1. Струменевий 3D принтер і технологія струменевого 3D друку. Режим доступу: <http://pechat-3d.ru/3d-printer/rabota/strujnyj-3d-printer-i-texnologiya-strujnoj-3d-pechati.html>
2. Лазерний 3D-принтер і технологія лазерної 3D-друку. Режим доступу: <http://pechat-3d.ru/3d-printer/rabota/lazernyj-3d-printer-i-texnologiya-lazernoj-3d-pechati.html>

3D-ДРУК ТА СФЕРА ЙОГО ЗАСТОСУВАННЯ

Р.В. Тараненко, студент гр. ТН 201,
Г.А. Дмитренко, канд.,техн., наук, доцент
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Адитивні технології (3D-друк) – це процес читання 3D-принтером спеціально створеної цифрової віртуальної 3D-моделі, з наступною побудовою фізичного об'єкта за допомогою 3D-принтера.

Ідею 3D-друку було висунуто ще у 80 роках ХХ століття. 3D-принтер достатньої якості з'явився тільки у 2005 році.

Усі сучасні технології 3D-друку засновані на пошаровому створенні об'єктів: пошарове наплавлення (FDM), вибіркоче лазерне спікання (SLS), стереолітографія (SLA) та інші

Технологія пошарового наплавлення (FDM) (струменевий 3D-друк), винайдена Скоттом Крапом і нагадує принцип роботи машинки для шиття. В основі SLA 3D-друку лежить вплив проєктора або лазера на рідкий фотополімер. Технологія вибіркового лазерного спікання (SLS) запікає спеціальні матеріали за допомогою потужного лазера. В основі стереолітографії лежить вплив лазера на фотополімерні матеріали. Фотополімери – це високомолекулярні органічні речовини, молекули яких під дією світла при наявності ініціаторів (ультрафіолетового лазера) "зшиваються" між собою і втрачають здатність розчинятися. Цей процес називається фотополімеризацією.

Крім 3D-принтерів, є й 3D-сканери. Тривимірний сканер займається детальним дослідженням фізичних об'єктів, після чого відтворює їх точні моделі в цифровому форматі. 3D-ручка – це інструмент, здатний малювати в повітрі, принцип роботи нагадує FDM-принтер.

Для друку 3D-принтеру необхідна спеціальна тривимірна модель. 3D-моделі потрібної форми створюють за допомогою спеціального програмного забезпечення для моделювання та проєктування. 3D-моделювання – це процес розробки математичного представлення будь-якої тривимірної поверхні об'єкта

3D-пристрій здатен створити тривимірний (об'ємний) об'єкт будь-якої форми з широкого набору матеріалів, що мають різні властивості. А застосувати його можна майже у всіх сферах людської діяльності.

1. Прототипування Створення дослідних зразків за допомогою 3D-друку значно скорочує час і витрати виробництва. А завдяки можливостям 3D-моделювання спектр проєктованих деталей практично не обмежений. Прототипування дозволяє наочно оцінити можливі недоліки виробу ще на етапі проєктування і внести істотні зміни в конструкцію деталі ще до її остаточного затвердження.

2. Дрібносерійне виробництво. Властивості багатьох матеріалів дозволяють виробляти готові компоненти з мінімальними витратами.

3. Ремонт і відновлення пошкоджених деталей. Спершу на основі пошкодженого виробу будується 3D-модель. Для спрощення проєктування також може бути використано 3D-сканування. Далі готова модель відправляється в друк і відтворюється на 3D-принтер в потрібній кількості примірників.

4. Виробництво функціональних моделей і готових компонентів. Виготовлення виробів на 3D-принтері з прозорого матеріалу дозволяє побачити роботу функціональної деталі «зсередини», що дуже корисно при розробці різних інженерних зразків. Крім того, широкий спектр різноманітних матеріалів для 3D-друку перетворює її в повноцінний виробничий інструмент. Промислові 3D-принтери поступово стають частиною кожної сфери виробництва, дозволяючи виготовляти міцні металеві компоненти.

5. Побутові предмети. Будь-які побутові предмети можна надрукувати на 3D принтері. Перевага такого застосування 3D-друку в тому, що при розробці 3D-моделей немає ніяких обмежень.

6. Іграшки та сувеніри. На 3D-принтері можна надрукувати фігурки будь-яких персонажів і атрибутів комп’ютерних ігор і фільмів. А кольоровий 3D-друк дозволить виготовити ексклюзивні повнокольорові сувеніри - мініатюрні фігурки реальних людей.

7. Дизайнерські вироби. Художники, скульптори, модельєри і дизайнери зі всього світу використовують 3D-друк для створення ексклюзивних предметів мистецтва, виготовити які стандартними методами було б неможливо. Такі дизайнерські вироби вражають своєю красою і оригінальністю, часто поєднуючи цифрове і традиційне мистецтво. Крім того, активно розробляються методики 3D-друку одягу і взуття.

8. Можливості 3D-принтера. 3D-друк знаходить застосування в найрізноманітніших галузях. З його допомогою друкують електроніку, різні комплектуючі, їжу і навіть живі тканини.

Головне призначення 3D-принтерів зовсім не розваги, а робота і навчання. Можна впевнено говорити, що з розвитком 3D-принтерів будуть розвиватися і 3D-сканери. Область застосування 3D-друку постійно розширюється, тому що постійно удосконалюються методи друку, використовуються нові матеріали, збільшується якість, точність і міцність одержуваних об’єктів. А 3D-принтери, навпаки, зменшуються в розмірах, стають доступніші та простіші. Цілком імовірно, що коли-небудь такий принтер буде в кожному будинку, як зараз звичайні струменеві або лазерні друкують на папері картинки.

Сьогодні 3D-принтери більше не здаються машинами з фантастичних фільмів або романів. Вони стали реальністю і приносять людству велику користь. За 3D-принтерами майбутнє техніки і науки.

Список літератури

1. Апарат для виробництва тривимірних об’єктів с помощью стереолитографії. Режим доступу: <http://www.google.com/patents/US4575330>
2. Д принтери в медицині, їх сьогодення і майбутнє.. Режим доступу: <http://medicena.ru/blogpost/3d-printeryi-v-meditsine-ih-nastoyashhee-i-budushhee/>
3. Струменевий 3D принтер і технологія струменевого 3D друку. Режим доступу: <http://pechat-3d.ru/3d-printer/rabota/strujnyj-3d-printer-i-texnologiya-strujnoj-3d-pechati.html>
4. Лазерний 3D-принтер і технологія лазерної 3D-друку. Режим доступу: <http://pechat-3d.ru/3d-printer/rabota/lazernyj-3d-printer-i-texnologiya-lazernoj-3d-pechati.html>
5. Що таке 3D принтер?. [Електронний ресурс]. доступу: <http://pechat-3d.ru/3d-printer/chto-takoe-3d-printer.html>

МОДЕЛЮВАННЯ ПОТОКІВ ВИХЛОПНИХ ГАЗІВ В ГЛУШНИКАХ АВТОМОБІЛІВ

В.Г. Ісак, *магістрант*

О.С. Безкоровайний, *бакалавр*

М.М. Нестеренко *канд., техн., наук, доцент*

О.В. Орисенко, *канд., техн., наук, доцент*

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

У більшості конструкцій глушників, за винятком прямоточних глушників, передбачається зміна напрямку руху потоку відпрацьованих газів. Кут повороту потоку в подібних глушниках знаходиться в межах 90-360°, чим досягається глушіння середньо- і високочастотних звукових коливань.

Інтерференція звукових хвиль, в залежності від характеру їх накладення, призводить до збільшення або зменшення амплітуди коливань. Такий принцип глушіння шуму реалізований шляхом використання перфорації в трубах і перегородках глушника.

На ефективність зниження шуму впливають геометричні параметри перфорації, такі, наприклад, як відносний крок розташування отворів діаметр отворів, обсяг резонансної камери та ін. Змінюючи діаметр отворів, їх розташування і кількість, об'єм камери навколо внутрішньої труби і т.д., можна отримати зниження звукових коливань в широкому діапазоні частот.

Нами було проведено моделювання роботи різних конструкцій глушників з використанням за допомогою додатку Flow Simulation програми SOLIDWORKS.

На рисунках 1-3 зображено результати моделювання руху газових потоків в глушниках різної конструкції.

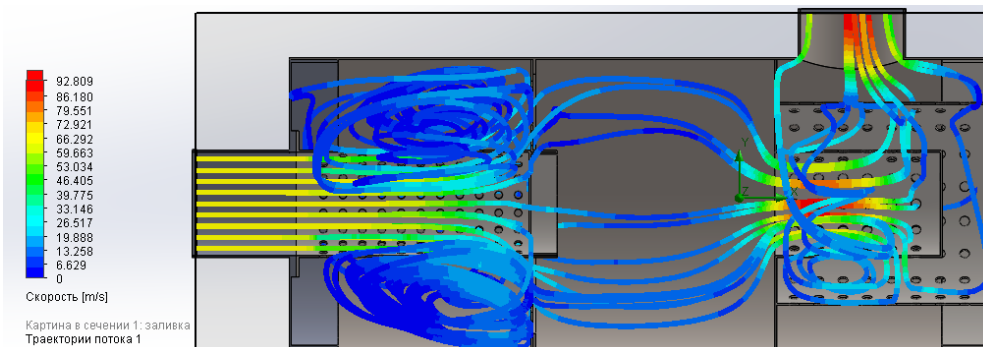


Рисунок 1 – Траєкторії потоку - модель з перфорованими трубою та перегородкою

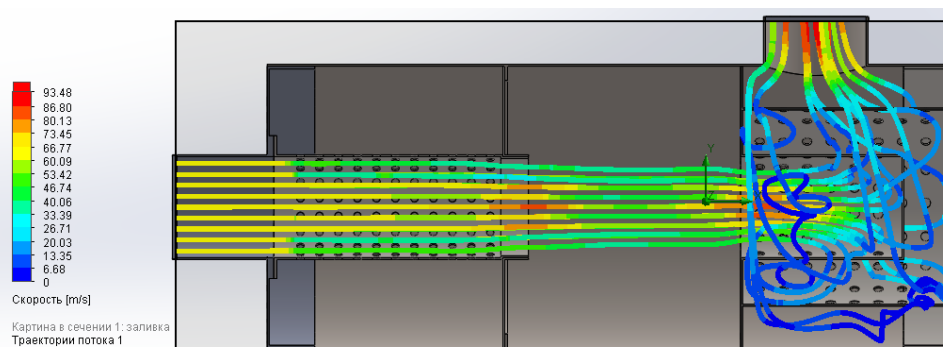


Рисунок 2 – Траєкторії потоку - модель з перфорованою трубою

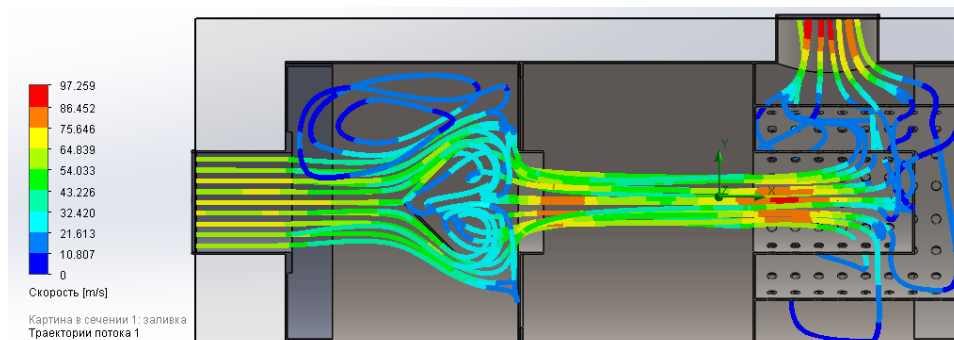


Рисунок 3 – Траєкторії потоку - модель з клиновидним дзеркалом

Для подальших досліджень створено експериментальну конструкцію глушителя (рисунок 4) із змінними параметрами за допомогою якої буде перевірено адекватність комп’ютерних моделей.



Рисунок 4 – Експериментальна конструкція глушителя

Список літератури

1. Гасенко С.В. Огляд існуючих конструкцій автомобільних глушників / С.В. Гасенко, М.М. Нестеренко, Т.О. Складенко // Збірник наукових праць студентів навчально-наукового інституту інформаційних технологій і мехатроніки / Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. Редкол.: О.В. Шефер (відповід. за випуск) та ін. – Вип. 9, Т. 2. – Полтава: ПолтНТУ, 2018. – С. 71 – 74.
2. www.ijret.org - International Journal of Scientific Research Engineering & Technology (IJSRET), ISSN 2278 – 0882 Volume 5, Issue 9, September 2016

ВИКОРИСТАННЯ ПАКЕТУ ПРИКЛАДНИХ ПРОГРАМ MATHCAD В КУРСІ ОПОРУ МАТЕРІАЛІВ

В.М.Носик, *ст. гр. Бі – 17*

В.В.Пукалов, *канд., техн., наук, доцент*

Центральноукраїнський національний технічний університет

У сьогоднішній день, коли проміжок часу між заказом на проектування та виходом нової продукції, зменшився практично до мінімуму, застосування комп'ютерних технологій стало навіть не дуже важливим, а просто, критично необхідним. Тобто, не використання цифрових технологій призводить до значного зменшення конкурентоздатності підприємства на ринку, а іноді і до його руйнування. Таким чином, слід казати про те, що набувач освіти, як майбутній працівник сучасного підприємства, повинен знати та вільно застосовувати комп'ютерні технології.

На даний час, на ринку є багато програмних продуктів САПР для автоматизації робіт на різних етапах виробництва. Проте, при навчанні майбутнього інженера такому курсу як опір матеріалів, необхідно не забувати про те, що набувач освіти має вивчити та глибоко зрозуміти теорію предмету і закріпити набуті знання через практику вирішення певних завдань та проведення лабораторних робіт. При цьому, набувач не повинен сліпо спиратися на комп'ютерну програму, а знати ту частину теорії, яка розглядається в задачі.

На кафедрі «Деталі машин та прикладна механіка» розроблено методику застосування системи комп'ютерної алгебри MathCad в курсі опору матеріалів, на основі використання функцій Хевісайда і квадратур. Такий підхід, дозволяє набувачу освіти, застосовуючи свої теоретичні знання та пакет MathCad, розв'язувати певні практичні задачі подібно тому, як студент вирішує задачу з опору матеріалів на папері, використовуючи класичний підхід і при тому, має можливість економити багато часу. При цьому, не маючи певного запасу знань, лише опираючись на комп'ютерні технології, вирішити практичне завдання неможливо. Це вимагає від студента приділяти багато уваги вивченню теоретичного курсу опору матеріалів.

Після розгляду лекції, та закріплення теоретичного матеріалу, набувач освіти отримує практичне завдання – розрахунково-практичну роботу (РПР) та програму за темою завдання, в середі MathCad, яку студент повинен переписати конкретно під своє завдання, отримати проміжні результати, побудувати епюри та зробити пояснення розрахункам, що приводяться. Звісно, що розрахунки, які виконані на папері та розрахунки в середі MathCad, повинні співпадати з незначною помилкою.

Треба зазначити, що методика, яка розроблена також дозволяє студенту, перевіряти будь-який етап задачі, що розглядається, в будь-якій послідовності. Також при виконанні РПР, дуже зручно використовувати розрахунки в цифровому вигляді при пошуку рішення методом добору – коректуванням певних змінних для отримання результату, що задовольняє. Має сенс використовувати методику, що розглядається при пошуку помилок в розрахунках, що зроблені на папері. Запропонована цифрова технологія дозволяє швидко вносити корективи в розрахунки, знаходити екстремуми функцій, легко виводити у вигляді таблиці проміжні результати та їх аналізувати за допомогою побудови епюр.

Таким чином, методика, яка розроблена на кафедрі «Деталі машин та прикладна механіка» на основі пакету прикладних програм MathCad в курсі опору матеріалів, дозволяє набувачу освіти не тільки прискорити та облегшити виконання розрахунково-практичних робіт, але покращити якість вивчення курсу опору матеріалів та познайомити майбутнього інженера із застосуванням комп'ютерної техніки при розрахунках на міцність, жорсткість та стійкість різноманітних об'єктів інженерної діяльності.

ВРАХУВАННЯ КРИВИЗНИ ПОВЕРХНІ ПРИ ГЕОДЕЗИЧНИХ РОЗБИВОЧНИХ РОБОТАХ НА БУДІВНИЦТВІ

А.А. Тихий, канд. техн. наук, доцент

Д.В. Щербина, студентка гр.БІ-20СКЗ

О.М. Білов, студент гр.БІ-20СКЗ

Центральноукраїнський національний технічний університет

Побудова планових опорних інженерних мереж при будівництві споруд, таких як великі греблі, пов'язане з деякими труднощами: пункти опорної мережі не завжди вдається розмістити поблизу осі греблі через значні території, затоплювані водосховищем; при зміні навантаження, викликаній масою греблі і води водосховища, неминучі опади території поблизу водосховища; поблизу створюваного водосховища суттєво змінюється рівень ґрунтових вод, що призводить до деформацій земної поверхні [1]. За даних обставин виникає потреба розташування пунктів планової опорної мережі в нижньому б'єфі на значних відстанях (1-2 км) від осі греблі, що призводить до нових труднощів при виконанні розбивочних робіт.

При будівництві високих споруд і гребель, коли пункти опорної мережі віддалені на значні відстані, використання прямих і зворотних засічок при розбивочних роботах може призводити до суттєвих невідповідностей через непаралельність відвісних ліній в пунктах розташування інструментів.

Поняття пряма і зворотна засічка відносяться тільки до кутових засічок і не застосовуються при використанні лінійних вимірювань. Проте для розбивочних робіт це має принципове значення [2].

Тому під поняттям пряма зарубка (лінійна або кутова) будемо розуміти вимірювання з пунктів опорної геодезичної мережі на візирну ціль, розташовану на монтажному горизонті.

На рис. 1 демонструється виконання розбивочних робіт, коли інструмент встановлений на пункті планової опорної мережі А. В цьому випадку площина, до якої будуть наведені всі результати розрахунку, перпендикулярна до прямої висної лінії OO' в точці розташування інструменту. У цій системі відліку гребля буде вважатися прямою висною, якщо вона буде побудована уздовж осі $NN' || OO'$.

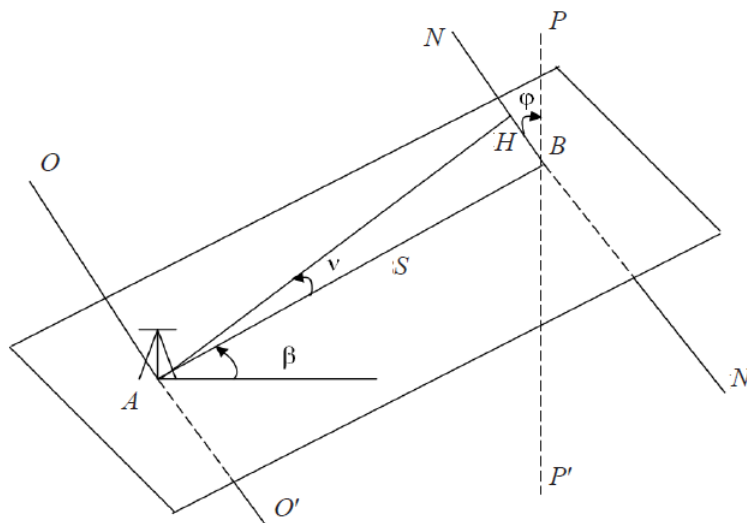


Рисунок 1 - Прямою висною лінія в точці розташування інструмента А не збігається з прямою висною лінією споруджуваного об'єкта

За умови встановлення на осі греблі в пункті B приладу вертикального проектування, то гребля буде зводитися по осі PP' , що і повинно відповідати умовам будівництва. Якщо на монтажний горизонт координати будуть передаватися полярним методом, то гребля буде побудована по осі NN' , яка буде відрізнятись від осі PP' на величину

$$\delta = (H - H_A) \sin \varphi = \frac{S(H - H_A)}{R}, \quad (1)$$

де H – висота монтажного горизонту; H_A – висота пункту A ; S – відстань між опорним пунктом і греблею; R – радіус Землі.

Геодезичні роботи можуть істотно ускладнитися, якщо частина розбивочних робіт виконана з пунктів опорної мережі (прямі засічки), а частина - з монтажного горизонту (зворотні засічки) [3]. Похибки виносу пунктів розбивочних мереж, розташованих на монтажному горизонті, в такому випадку можуть майже на порядок перевершувати необхідну точність розбивочних робіт. Таким чином, якщо для винесення пунктів внутрішньої розбивочної мережі використовують пряму кутову або лінійну засічку з вимірами з пунктів опорної мережі на візирну ціль, встановлену на монтажному горизонті, необхідно здійснити наступні розрахунки.

Обчислити координати середньої точки між опорними пунктами A і B :

$$X_{сер} = \frac{(X_A + X_B)}{2}; \quad Y_{сер} = \frac{(Y_A + Y_B)}{2}; \quad X_{сер} = \frac{(H_A + H_B)}{2}. \quad (2)$$

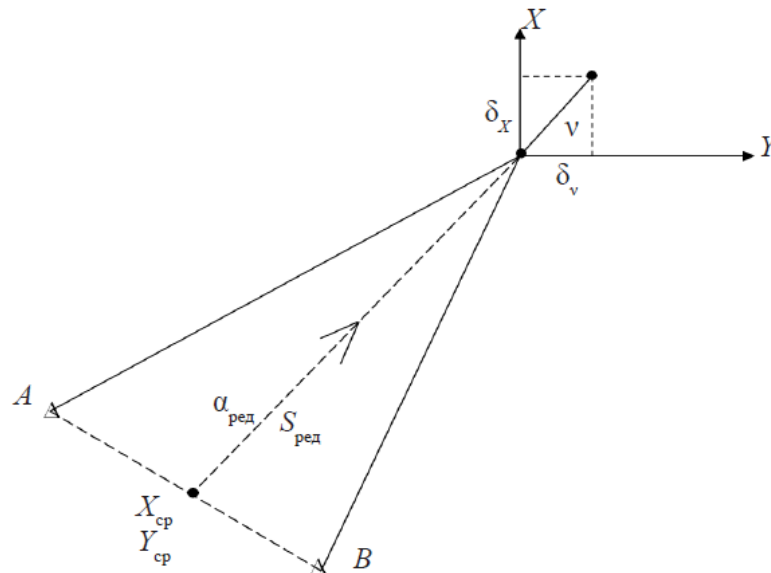


Рисунок 2 –Редуціювання координат виносного пункту

Обчислити відстані від середньої точки до візирної цілі і дирекційний кут цього боку:

$$S_{ред} = \sqrt{(X_{вц} - X_{сер})^2 + (Y_{вц} - Y_{сер})^2}; \quad tg \alpha_{ред} = \frac{(Y_{вц} - Y_{сер})}{(X_{вц} - X_{сер})}. \quad (3)$$

Обчислити лінійний елемент редуції координат:

$$v = \frac{S_{ред}(H_{вц} - H_{сер})}{R}. \quad (4)$$

Обчислити координати візирної цілі, віднесені до площини монтажного горизонту:

$$X_{Вред} = X_{ВЦ} - \delta x; \quad Y_{Вред} = Y_{ВЦ} - \delta y. \quad (5)$$

Отже такий метод редуціювання результатів вимірювань найбільш раціональний, так як не використовує для розбивочних робіт відносну поверхню, а кожен раз використовується поверхня монтажного горизонту. До використання даного методу, на відносній поверхні редуціювались лише результати лінійних вимірів, що призводило до спотворення результатів обробки польових вимірювань.

Список літератури

1. Гофман-Велленгоф Б. Глобальна система визначення місцеположення (GPS) : теорія і практика / Б. Гофман-Велленгоф, Г. Ліхтенеггер, Д. Коллінз. – К. : Наукова думка, 1996. – 385 с.
2. Дорожинський О. Л. Фотограмметрія : підручник / О. Л. Дорожинський, Р. Тукай. – Львів : Вид-во НУ «Львівська політехніка», 2008. – 332 с.
3. Шевченко Т.Г., Мороз О.І., Тревого І.С. Геодезичні прилади: Підручник / За ред. Т.Г. Шевченка. – Львів: Вид-во Нац. ун-ту "Львівська політехніка", 2006. – 464 с.

УДК 624.159.4

ПІДВИЩЕННЯ ЯКОСТІ ТА ДОВГОВІЧНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ З БЕТОНУ ШЛЯХОМ ГІДРОФОБІЗАЦІЇ

В.В. Волков, *ст. гр. Бі-18М,
Центральноукраїнський національний технічний університет*

На сучасному етапі розвитку технології будівництва проблеми підвищення якості, довговічності, економічності бетону й залізобетону успішно вирішуються шляхом хімізації цієї галузі.

Поліструктурна теорія представляє будь-який композиційний матеріал складеним з багатьох структур (від атомних і молекулярних до грубодисперсних), що переходять одна в іншу. Принцип поліструктурності дозволяє визначити на самому початку дослідних робіт рівень або масштаб структури, на якому поставлені завдання можуть бути вирішені. Оптимізація режимів формування окремих структур у поліструктури визначає технологію виготовлення композитів.

Відповідно до поліструктурної теорії композиційні матеріали розглядаються як матеріали, що складаються із взаємозалежних взаємопроникаючих структур за принципом «структура в структурі».

При рішенні інженерних завдань досить обмежитися вивченням властивостей композиційних матеріалів на двох рівнях: мікро- і макроструктурних. При цьому мікроструктурний рівень характеризується властивостями матриці зв'язувальної в'язкої речовини. Макроструктура є характеристикою композита в цілому.

Одним з найбільш перспективних і ефективних напрямків хімізації в сучаснім будівництві є широке використання різних органічних і неорганічних з'єднань як

спеціальних добавок до бетону. Що вводяться в незначних кількостях – десятих і сотих частках відсотка стосовно маси цементу – вони суттєво впливають на хімічні процеси твердіння бетону, забезпечують поліпшення його механічних і фізико-технічних властивостей, у тому числі щільності, водонепроникності, морозостійкості, корозійній стійкості й ін. (рис.1). Ці добавки називаються модифікаторами бетонної суміші й затверділого бетону.

Бетон, приготовлений за стандартною технологією, являє собою структуру, пронизану порами, капілярами й мікротріщинами [1]. Наявність у структурі бетону розгалуженої мережі пор, капілярів і мікротріщин обумовлено рядом факторів: випар води під час схоплювання бетону, недостатнє ущільнення бетону при заливанні, внутрішні напруження, що виникають через усадку бетону в процесі схоплювання й ін. (рис. 2, а)

Гідрофобізація як метод підвищення стійкості бетону має особливе значення для довговічності возводимих будинків і споруд, що зазнають дії атмосферних опадів і забруднень викидами газів і пили повітряного середовища. Слід також мати на увазі зв'язок температурно-вологісних умов експлуатації зведених споруд із мінливим температурно-вологісним градієнтом у товщі матеріалу.

Так, при підвищенні температури навколишнього середовища створюється градієнт теплового потоку (від поверхні матеріалу до глибинних шарів), підвищуючи сумарну вологість матеріалу. При зниженні зовнішньої температури має місце зворотний процес – переміщення вологи до зовнішньої поверхні. Покриття поверхні паронепроникним шаром, наприклад, фарбою або припасованою облицювальною плиткою веде до нагромадження вологи й при заморожуванні створюються умови для руйнування будівельного матеріалу. При гідрофобізації переміщення рідини від періодично змочуваної поверхні в глибину матеріалу утрудняється, а можливість вільного обміну вологи між матеріалом і зовнішнім середовищем зберігається. Гідрофобізація бетону знижує ступінь зледеніння в зимовий період, що має велике значення при експлуатації бетонних доріг, транспортних і висотних споруд.



Рисунок 1 – Приклади вологовідталкування поверхнями гідрофобезованого бетону

На ринку хімічних будівельних добавок користуються популярністю й довірою споживачів добавки системи матеріалів «Пенетрон». Зокрема, гідрофобізуючою із серії є добавка «Пенетрон Адмікс». Дія матеріалу «Пенетрон Адмікс» заснована на двох принципах: реакції у твердому стані й сили поверхневого натягу рідин.

Добавка «Пенетрон Адмікс» являє собою суху суміш, що складається зі спеціального цементу, кварцового піску певної гранулометрії, а також ряду запатентованих добавок і додається в бетонну суміш під час її готування.

Активні хімічні компоненти матеріалу «Пенетрон Адмікс», рівномірно розподілені в товщі бетону, розчиняючись у воді, вступають у реакцію з іонними комплексами кальцію й алюмінію, різними оксидами й солями металів, що утримуються в бетоні. У ході цих реакцій формуються більш складні солі, здатні взаємодіяти з водою й створювати нерозчинні кристалогідрати. Мережа цих кристалів заповнює капіляри, мікротріщини й пори шириною до десятих часток міліметра (рис. 2, б).

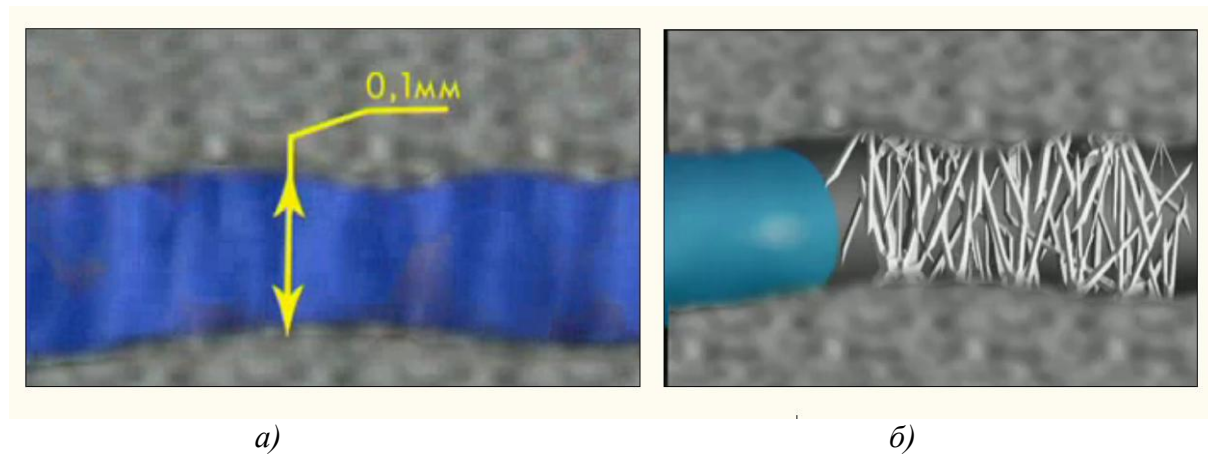


Рисунок 2 – Принцип дії добавки «Пенетрон Адмікс»

При цьому кристали стають складовою частиною бетонної структури. Наповнені нерозчинними кристалами капіляри, пори й мікротріщини не пропускають воду, оскільки в дію приходять сили поверхневого натягу рідин. Мережа кристалів, що заповнює капіляри, перешкоджає фільтрації води навіть при наявності високого гідростатичного тиску. Бетон з добавкою «Пенетрон Адмікс» здобуває властивості водонепроникності й здатності до «самозаліковування тріщин», зберігаючи при цьому паропроникність.

Вище перераховані особливості суміші «Пенетрон Адмікс» роблять актуальним питання про дослідження властивостей модифікованих нею бетонів у цілому й технологічному пошкодження зокрема.

Бетон з добавкою «Пенетрон Адмікс» здобуває ті ж властивості водонепроникності, паропроникності й здатності до самозаліковування, що й бетонні поверхні після обробки різними розчинами, тому вивчення впливу добавки «Пенетрон Адмікс» на міцнісні властивості бетону й характер технологічному пошкодження становить чималий інтерес.

Список літератури

1. Соломатов В. И., Выровой В. Н., Дорофеев В. С., Сиренко А. В. Композиционные строительные материалы и конструкции пониженной материалоемкости – К.: Будівельник, 1991. – 144 с.;
2. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика – М.: Астра семь, 1998 – 768 с.
3. Подземная гидроизоляция монолитных и сборных бетонных и железо-бетонных конструкций и эксплуатируемых кровель с применением материалов системы «Пенетрон». Материалы для проектирования и рабочие чертежи узлов. Шифр М 27.16/2008. Москва, 2008. – 68 с.

УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДУ ОЦІНЮВАННЯ СТІЙКОСТІ ПОВЕРХНЕВОЇ ОБРОБКИ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ

М.С. Терещенко, магістрант гр. 601БА

Науковий керівник – **В.В. Ільченко**, доцент, канд. техн. наук
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

З метою підвищення зчіпних якостей дорожнього покриття на автодорогах улаштовують тонкошарові шорсткі покриття, зокрема традиційну поверхневу обробку [1]. Ефективність таких заходів підтверджується тим, що заміна гладкого покриття шорстким викликає зменшення аварійності більш ніж удвічі, а кількість ДТП, пов'язаних із шорсткістю покриття, зменшується майже в чотири рази [2].

Діючі нині нормативні документи [3] не передбачають лабораторних досліджень з визначення стійкості поверхневої обробки до виконання дорожніх робіт та польових випробувань при влаштуванні шорсткого шару покриття та його прийманні в експлуатацію.

У дорожній практиці для оцінювання стійкості поверхневої обробки найбільш часто проводяться лабораторні випробування адгезії матеріалів поверхневої обробки за методом Віаліта, суть якого полягає у визначенні здатності в'язучого утримувати кам'яний матеріал на металевій пластині при ударному впливі [4]. Метод Віаліта реалізовано в конструкції «Matest B053» [5] (рис. 1а), а також «ПВ-01» [6] (рис. 1б) та «ПС-2» [7].

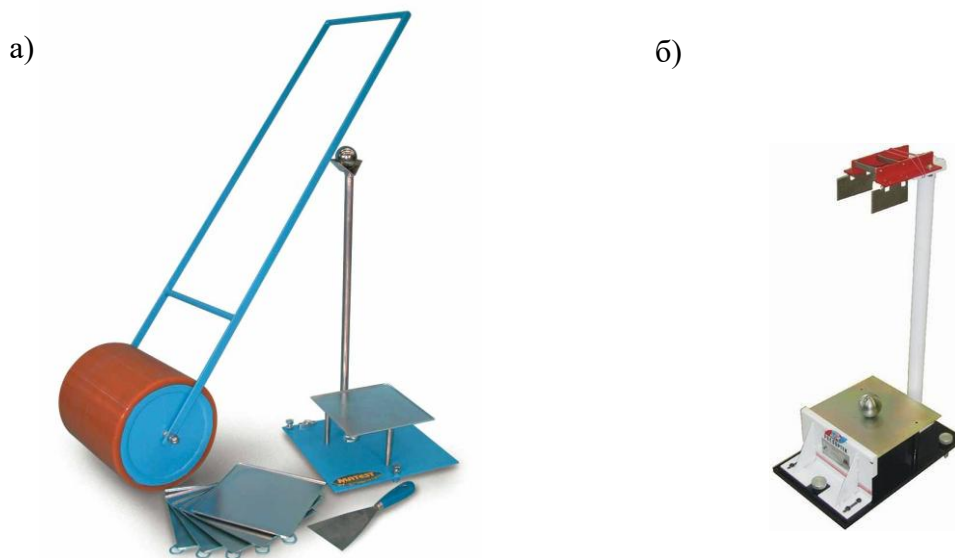


Рисунок 1 - Пристрої для лабораторних випробувань за методом Віаліта:

а) «Matest B053» (Італія); б) «Росдортех ПВ-01» (Росія)

До недоліків пристроїв методу Віаліта слід віднести те, що ударний принцип дії не враховує реологічні властивості взаємодії в'язучого й кам'яного матеріалів у шарі покриття. Крім того, вони можуть застосовуватися лише в лабораторних умовах на дослідних зразках, що обмежує можливості їх практичного використання.

Оскільки в дорожній практиці не існує методів оцінювання стійкості поверхневої обробки дорожнього покриття в польових умовах, тому в ході виконання науково-дослідної роботи було розроблено маятниковий пристрій для оцінювання стійкості поверхневої обробки дорожнього покриття [8], який може забезпечити необхідну ефективність та достовірність досліджень при мінімальних витратах на обладнання.

Маятниковий пристрій (див. рис. 2) являє собою штатив 1, який встановлюється на лабораторну опорну поверхню чи поверхню дороги та складається з двох трубчатих стійок і напрямної горизонтальної осі. На напрямній осі штатива 1 шарнірно закріплено два важелі: упорний важіль 2, який впирається вільним кінцем у щербінку поверхневої обробки, та ударний важіль 3, який шляхом удару по важелю 2 імітує динамічну дію колеса на щербінку в шарі поверхневої обробки під час руху транспортного засобу.

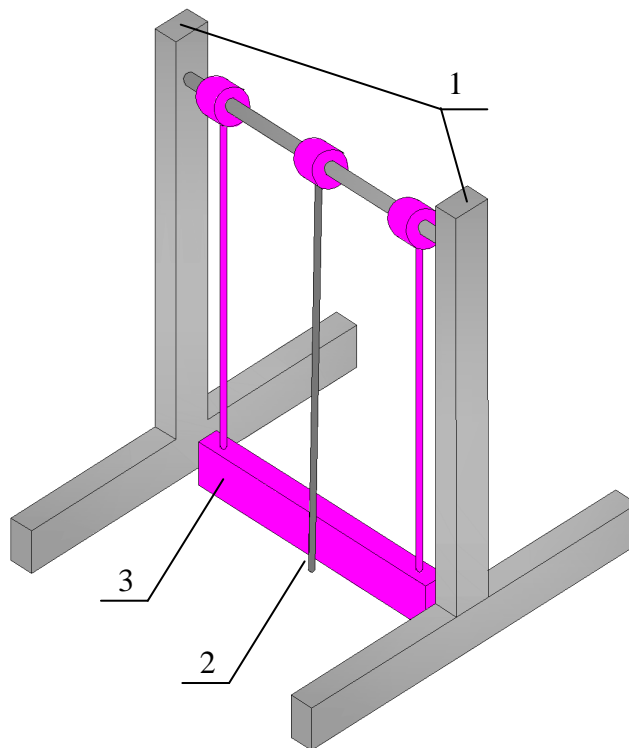


Рисунок 2 - Маятниковий пристрій для оцінювання стійкості поверхневої обробки дорожнього покриття:
1 – штатив; 2 – упорний важіль; 3 – ударний важіль

Результати випробування дослідних зразків поверхневої обробки із застосуванням маятникового пристрою свідчать, що запропонований метод оцінювання стійкості поверхневої обробки дозволяє забезпечити необхідну ефективність та достовірність як лабораторних досліджень (з метою підбору оптимальної потреби кількості в’яжучого та кам’яного матеріалів до влаштування поверхневої обробки), так і польових випробувань (під час влаштування й експлуатації поверхневої обробки).

Список літератури

1. Васильев, А.П. Поверхностная обработка с синхронным распределением материалов / А. Васильев, П. Шамбар. – Москва, 1999. – 80 с.
2. Немчинов, М.В. Сцепные качества дорожных покрытий и безопасность движения автомобилей / М.В. Немчинов. – Москва, 1985. – 231 с.
3. ДБН В.2.3-4:2015. Автомобільні дороги. – Київ, 2016. – 96 с.
4. DIN EN 12272-3-2003. Surface dressing – Test method. Part 3: Determination of binder aggregate adhesivity by the vialit plate shock test method – 24 p.
5. Vialit – Binder adhesion test [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://www.matest.com>.
6. ПО «Росдортех» [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://him-esi.com.ua/rosdorteh>.
7. СТБ 1220-2000. Битумы модифицированные дорожные. Технические условия. – Минск, 2000. – 24 с.
8. Пат. 72550 Україна, МПК (2006.01) G01N 19/04. Маятниковий пристрій для оцінювання стійкості поверхневої обробки дорожнього покриття / В.В. Ільченко, О.М. Криворучко. – заявл. 10.01.12; опубл. 27.08.12, Бюл. № 16.

ТЕХНОЛОГІЯ ЗВЕДЕННЯ МОНОЛІТНИХ БУДІВЕЛЬ ЗА ДОПОМОГОЮ НЕЗНІМНОЇ ОПАЛУБКИ VELOX (ВЕЛОКС)

С.О. Джирма, доц., канд. техн. наук

І.О. Скриннік, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Сучасні технології монолітного будівництва - це зведення будинків будь-якої складності високими темпами при низькій собівартості. Простота конструкції і монтажу, економічне транспортування, висока екологічність виробництва і низькі витрати на оздоблювальні роботи - все це відкриває для даного типу будівництва широкі перспективи.

Головними перевагами монолітного будівництва перед звичайними методами, є можливість зводити нетипові комфортні житлові будинки, широкий діапазон творчих можливостей, полегшена вага конструкцій, зменшується матеріаломісткість фундаментів, немає необхідності в заводах збірних залізобетонних конструкцій, забезпечує практично "безшовну" конструкцію, завдяки цьому підвищуються показники тепло- і звуконепроникності. У той же час, конструкції більш довговічні.

Застосування сучасних опалубних систем при монолітному будівництві значно підвищує його технологічність. Терміни і якість зведення конструкцій багато в чому визначає застосовувана опалубка.

Однак суттєвими недоліками монолітного будівництва є: більш висока, в порівнянні з крупнопанельним будівництвом, трудомісткість на будівельному майданчику (25-30%) [1].

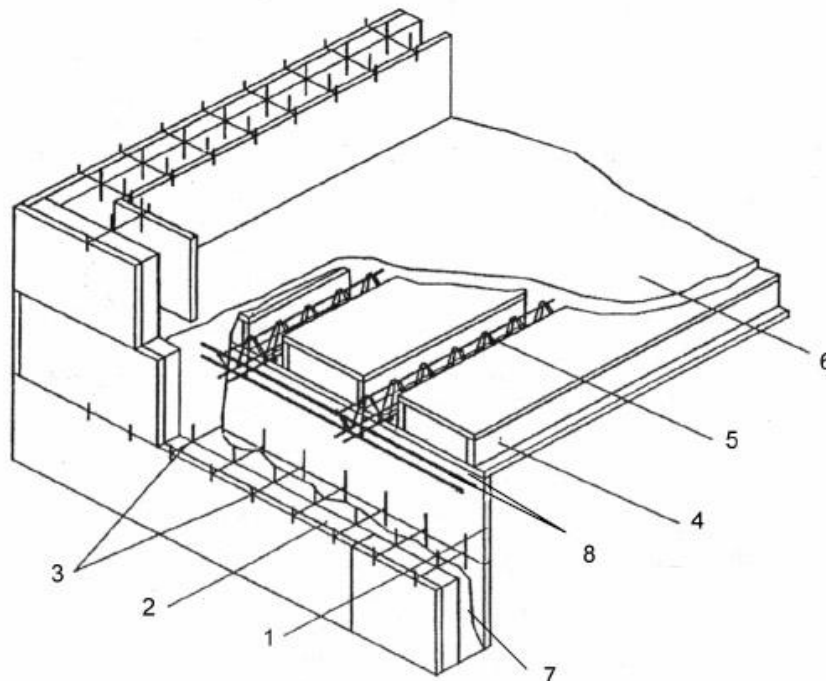
Одним з напрямків зниження трудомісткості монолітного будівництва є застосування незнімної опалубки, що дозволяє знизити трудомісткість опалубних робіт приблизно на 80% в порівнянні з дерев'яною щитовою опалубкою і на 35-45% в порівнянні з інвентарною металевою [2].

Однією з таких технологій є будівельна система VELOX (ВЕЛОКС).

Будівельна система ВЕЛОКС - технологія монолітного будівництва в незнімній опалубці з щепо-цементних плит ВЕЛОКС, запатентована в 1956 році в Австрії сімейною фірмою VELOX WERK, GmbH.

Базовий елемент опалубки - щепо-цементна плита (ЩЦП), яка виготовляється методом пресування з мінералізованої деревинної тріски (95%) і цементу, з додаванням сульфату алюмінію (каталізатор) і рідкого скла (мінералізатор, антисептик).

Незнімна опалубка ВЕЛОКС (рис. 1) складається з двох щепо-цементних плит розміром 2000x500 мм, товщиною 35 мм, скріплених між собою дротяними хомутами. З цих же плит виготовляють всі елементи незнімної опалубки, включаючи колони, перемички, укуси, короби перекриттів. Опалубка за допомогою простих хомутів і цвяхів вручну виставляється на висоту поверху. Потім на тимчасові стійки і балки з обрізної дошки також вручну укладаються пустотні короби ВЕЛОКС або панелі ВЕЛОКС в якості горизонтальної опалубки, і встановлюється арматура. На завершення вся конструкція незнімної опалубки заповнюється бетоном.



1 – внутрішня панель опалубки, 2 – зовнішня панель з утеплювачем, 3 – дротяні стяжки, 4 – пустотні короба перекриття, 5 – арматура, 6 – монолітний бетон перекриття, 7 – монолітний бетон стін; 8 – горизонтальна арматура (обв'язки)

Рисунок 1 – Незнімна опалубка ВЕЛОКС.

За допомогою технології VELOX (ВЕЛОКС) можливо зводити багато варіантів будівель. Її легко пристосувати до будь-якого проекту (круглі стіни, круглі отвори, арки, лоджії), так як плити ВЕЛОКС мають характеристики деревини їх можна легко обробляти, різати, свердлити, з'єднувати цвяхами, фрезерувати.

Технологію VELOX (ВЕЛОКС) можливо використовувати в різних видах будівельних робіт для будівництва індивідуальних будинків, цивільних, промислових, сільськогосподарських будівель і споруд тощо.

Список літератури

1. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В. К. Черненко та ін. Київ, 2002. 430 с.
2. Джирма С. А., Дворниченко А. П. Новая домостроительная система "АРКОС" – вторая жизнь сборных железобетонных конструкций. Наукові записки Кіровоградського національного технічного університету. 2012. Випуск 12. Частина 1. С. 179-182.

ТЕХНОЛОГІЯ ЗВЕДЕННЯ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ ІЗ 3D ПАНЕЛЕЙ

С.О. Джирма, доц., канд. техн. наук

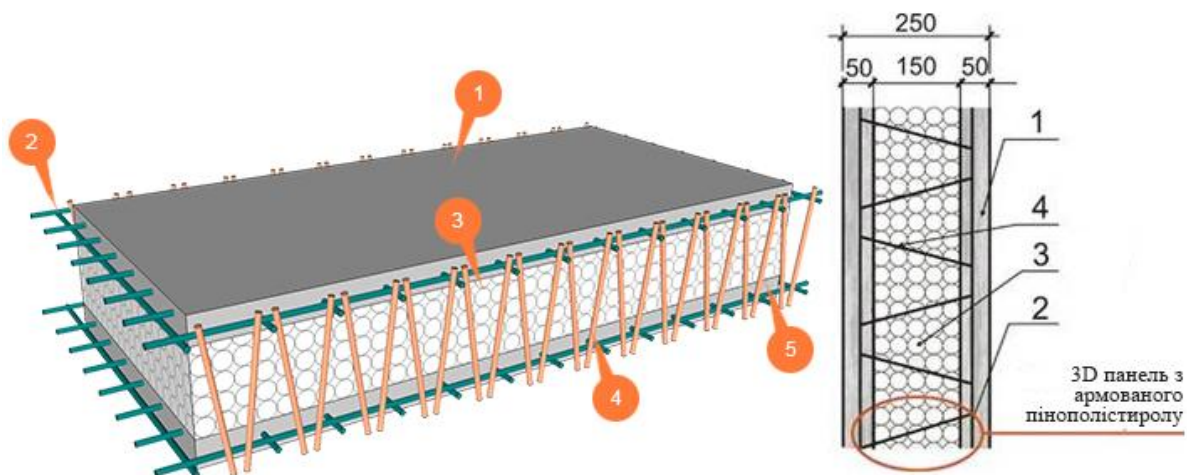
І.О. Скриннік, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Відповідно до сучасних вимог з енергоефективності [1, 2], створюються нові будівельні матеріали, конструкції та технології зведення будинків.

Однією з технологій у сучасному розвитку будівельної галузі України є зведення житлових будинків із 3D панелей які є більш енергоефективними і технологічними на відміну від традиційних будівельних матеріалів і технологій, таких як монолітне, крупнопанельне будівництво та зведенням будинків із цегли.

3D панель – це просторова конструкція (рис. 1), яка складається з серцевини 3, виконаної з пінополістиролу. З обох боків серцевини закріплені арматурні сітки 2, які виготовлені з високоміцного дроту. Сітки поєднані розкосами зі сталюого дроту 4, що пронизують серцевину. Розкоси приварені до сіток під кутом, що надає конструкції високу міцність і просторову жорсткість. Одночасно це не дозволяє серцевині плити переміщуватись. Пінополістирол, який використовується у якості теплоізоляційної серцевини поєднує у собі низьку ціну, високу якість, одночасно дозволяючи досягти високих тепло- і звукоізоляційних характеристик конструкції [3].



1, 5 – шар бетону товщиною 50-60 мм, нанесений методом торкретування; 2 – зварна арматурна сітка із високоміцного дроту діаметром 3 мм і розміром комірки 50х50 мм; 3 – серцевина з пінополістиролу; 4 – сталюні стержні, під кутом приварені до сітки

Рисунок 1 – Конструкція 3D панелі.

3D панель – можна використати для створення практично усіх основних конструкцій будинку. Це можуть бути стіни, перегородки, перекриття, покрівля і навіть сходи.

Технологія зведення будинків із 3D панелей дозволяє створювати різноманітні об'єкти, починаючи від простих одноповерхових до складних за своєю архітектурою 3-5 поверхових житлових будинків.

Дана технологія дає можливість ефективно замінити дерев'яні або залізобетонні перекриття у житлових будівлях (прольотами до 6 метрів). Окрім зведення нових будинків, за допомогою 3D панелей можна проводити реконструкцію існуючих або виконувати надбудову поверхів без підсилення фундаментів [4].

Для того, щоб змонтувати будівлю за даною технологією, підходять 2 типи фундаменту: стрічковий фундамент або монолітна плита. Для зведення стін передбачають

арматурні випуски з фундаменту діаметром 10 мм з кроком 500 мм. Арматурні випуски є фіксаторами і не допускають зміщення елементів, що монтуються, як по горизонталі, так і по вертикалі.

Перед початком монтажу панелей виконують гідроізоляцію поверхні фундаменту. Монтаж стінових панелей починають з кута будівлі (рис. 2). Це дозволяє надати конструкції стін достатню жорсткість від самого початку зведення. Закріплення панелей виконують методом з’єднання арматури панелей з арматурою випусків фундаментів за допомогою в’язального дроту.

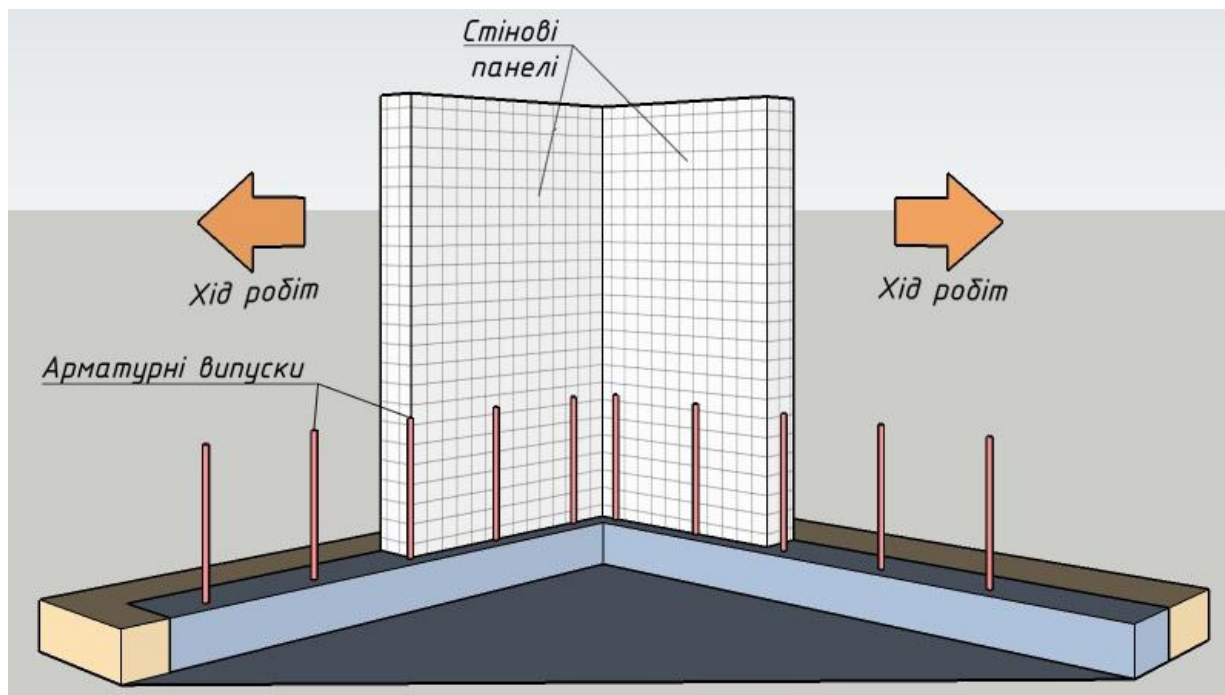


Рисунок 2 – Монтаж стінових 3D панелей.

3D панелі виготовляють мінімальною довжиною 2000 мм, з наступним кроком 200 мм до максимальної довжини 6000 мм. Ширина панелі може бути 1000 і 1200 мм. Якщо є потреба у нестандартному розмірі, то панелі можна розрізати. Для цього спочатку необхідно прорізати арматурну сітку, а вже потім пінополістирольну серцевину. Саме таким способом виконують віконні і дверні отвори.

Поверхня змонтованої стіни із 3D панелей аналогічна поверхні звичайної бетонної стіни. Вікна і двері встановлюються, як в звичайних цегляних і залізобетонних будівлях. Інженерні мережі прокладаються між пінополістиролом і сіткою після монтажу панелей. Перед влаштуванням труб великого діаметру, можливо використати газову лампу для виконання заглиблення в тілі пінополістиролу [5].

Після зведення стін необхідно домогтися потрібної жорсткості у місцях з’єднання панелей. Для цього влаштовуються додаткові арматурні сітки, які кріпляться до арматурної сітки панелі [5].

Зведення житлових будинків із 3D панелей – це перспективний напрям у будівництві, завдяки високому рівню енергоефективності, що в подальшому дає можливість знизити вартість експлуатації будинку [4]. Особливо це актуально сьогодні, оскільки більше 30% усіх споживаних енергетичних ресурсів витрачається на утримання існуючих і зводимих будівель [6].

Окрім економії коштів в майбутньому за рахунок енергоефективності утримання своєї оселі, 3D панелі дають можливість зекономити кошти вже під час будівництва [7], так як вартість зведення 1 м² стіни житлового будинку нижча ніж з цегли, газобетону, дерев’яного бруса тощо.

Технологія зведення будинків з 3D панелей має ряд інших переваг, а саме:

- скорочення термінів будівництва. Технологія зведення будівель із 3D панелей схожа на технологію крупнопанельного будівництва, яка по праву вважається найшвидшою [1];

- на відміну від крупнопанельного будівництва, дана технологія не потребує використання важких підйомних механізмів і через відносну легкість конструкцій транспортні витрати мінімальні;

- за рахунок меншої, у порівнянні з іншими технологіями, товщині стін, можна отримати додатково близько 1,5 м² корисної (житлової) площі на кожні 6 пог. м зовнішньої стіни;

- однією з найцінніших особливостей є те, що утеплювач, який звичайно використовують ззовні, в даному випадку розміщується всередині конструкції, що в свою чергу підвищує комфорт всередині приміщення.

Список літератури

1. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2016. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 30 с. (Державні будівельні норми України).
2. Настанова з виконання термомодернізації житлових будинків: ДСТУ-Н Б В.3.2-3:2014. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 67 с. (Національний стандарт України).
3. Gran-carro.com.ua – Пенополистирол. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://gran-carro.com.ua/2010-08-27-23-22-57/2010-08-27-23-26-55>
4. 3D-Комплект-Австрийская технология строительства домов из 3D панелей из армированного пенополистирола. [Электронный ресурс]. Режим доступу: <http://3dcomplect.com/3d-paneli>
5. ООО «БУДТЕХИНВЕСТ 2007». Конструктивная система 3D. [Электронный ресурс]. Режим доступу: <http://3dcomplect.com/sites/default/files/opisanie.doc>
6. Тукало, О.С. Дослідження впливу положення вікон з ПВХ в товщі стін на тепловтрати існуючих житлових будівель вторинного ринку нерухомості в м. Кіровоград / Тукало О.С., Джирма С.О. // Збірник тез доповідей IV Всеукраїнського студентського науково-практичного семінару "Досвід впровадження у навчальній процес сучасних комп'ютерних технологій". – КНТУ, 2016. – С. 59-66.
7. EcoDom-3D-технология строительства жилья. [Электронный ресурс]. Режим доступу: <http://ecodom.kiev.ua/technology.html>